

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΜΑ :

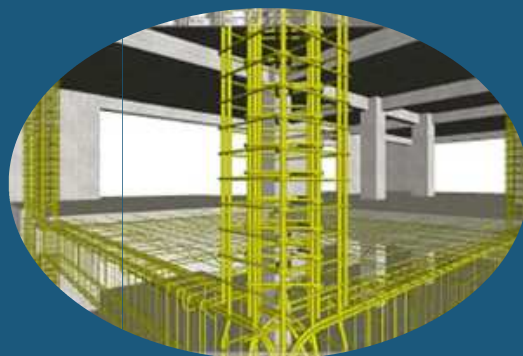
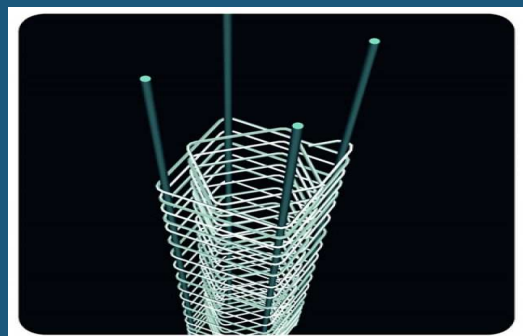
ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΥΜΦΩΝΑ
ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ
ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΤΟΥ
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ :

ΓΕΩΡΓΑΝΤΖΙΑ ΔΗΜΗΤΡΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ :

ΜΟΥΤΣΟΠΟΥΛΟΥ ΑΜΑΛΙΑ



GRADUATION THESIS

THEME :

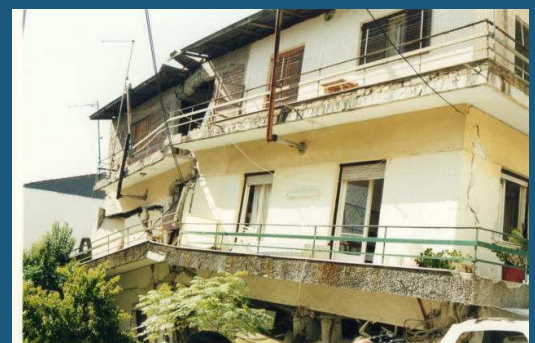
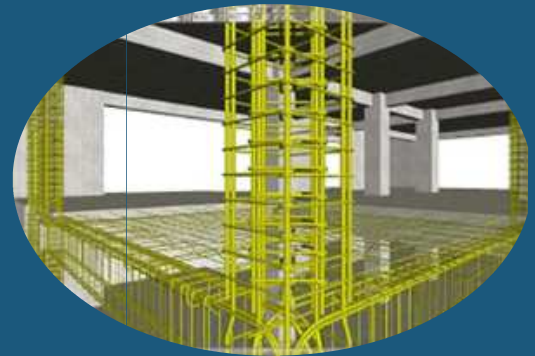
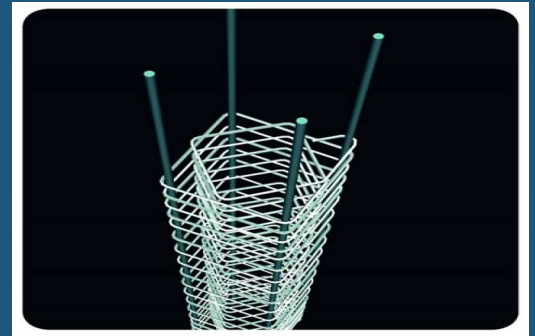
REINFORCED CONCRETE
APPLICATIONS IN
ACCORDANCE WITH THE
PROVISIONS OF GREEK ANTI
SEISMIC REGULATIONS AND
EUROCODE 8

AUTHOR :

GEORGANTZIA DIMITRA

SUPERVISOR :

MOUSOPOULOU AMALIA



Technological Educational Institute of Crete
School of Applied Technology
Civil Engineering Dept.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα θέλαμε καταρχήν να ευχαριστήσουμε θερμά τη καθηγήτρια μας κ. Μουτσοπούλου Αμαλία για την επίβλεψη αυτής της πτυχιακής εργασίας και για την ευκαιρία που μας έδωσε να εκπονήσουμε το θέμα με τίτλο «Εφαρμογές Οπλισμένου Σκυροδέματος σύμφωνα με τις διατάξεις του Ε.Α.Κ. και του ΕC8». Ήταν πάντα διαθέσιμη να μας προσφέρει τις γνώσεις και την εμπειρία της για τη βαθύτερη κατανόηση του θέματος, άλλα και να ασχοληθεί με κάθε απορία μας σχετικά με ακαδημαϊκά ζητήματα εντός και εκτός των πλαισίων της παρούσας εργασίας. Είχαμε μια εξαιρετική συνεργασία.

Επειτα θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τους καθηγητές της Σχολής Πολιτικών και Δομικών Έργων ΑΤΕΙ Ηρακλείου Κρήτης που με την άριστη κατάρτιση τους μας καθοδήγησαν αυτά τα τέσσερα χρόνια στο πολύ ενδιαφέρον και ευρύ αντικείμενο του Πολιτικού Μηχανικού Τ.Ε.

Σε αυτό το σημείο το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλουμε στους γονείς μας των οποίων η πίστη τους στις δυνατότητες μας αποτέλεσε αρωγό σε όλους τους στόχους και τα όνειρα μας και οι οποίοι μας ανέθρεψαν σε ένα ειδυλλιακό περιβάλλον χωρίς καμία στέρηση.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	4
Εισαγωγή.....	6
Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων.....	7
Μεθοδολογία για την ισοδύναμη στατική φόρτιση σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. και τον EC8.	9
Αρμός διαστολής.....	9
Διαφραγματική λειτουργία πλακών.....	10
Αναλυτική μεθοδολογία ισοδύναμης στατικής φόρτισης.....	10
Εφαρμογή.....	28
Κατανομή τέμνουσας βάσης στους ορόφους.....	31
Εφαρμογή.....	32
Φορτία κατασκευών.....	36
Άσκηση.....	37
Κέντρο βάρους (Κ.Β.) και κέντρο ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ.).....	40
Άσκηση.....	44
Άσκηση.....	50
Κατανομή τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα.....	51
Άσκηση.....	53
Ανακατανομή τέμνουσας βάσης και τυχηματική εκκεντρότητα.....	63
Άσκηση.....	64
Στατική επίλυση – μοντέλα προσομείωσης υποστυλωμάτων για μόνιμα και κινητά φορτία.....	66
Άσκηση.....	69
Κατηγορίες πλαστιμότητας σύμφωνα με τον EC8.....	83
Υποστυλώματα.....	84
Βήματα για την επίλυση των υποστυλωμάτων.....	91
Άσκηση.....	94
Έλεγχος περίσφιγξης.....	114
Έλεγχος σε διάτμηση.....	119
Άσκηση.....	120
Άσκηση.....	142
Δοκάρια.....	147
Άσκηση.....	155

Άσκηση	158
Δοκάρια	162
Άσκηση	164
Αγκυρώσεις	176
Άσκηση	177
Μήκος μάτισης υποστυλωμάτων – Αγκύρωση στον τελευταίο όροφο – αναμονές.....	178
Άσκηση	179
ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΣΚΗΣΗ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟΝ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ (Ε.Α.Κ) ..	180
ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΣΚΗΣΗ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 (EC8).....	263
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ - ΠΙΝΑΚΕΣ	349
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	373

Εισαγωγή

Οποιαδήποτε κατασκευή υλοποιείτε θα πρέπει να ικανοποιεί τόσο τον σκοπό για τον οποίο δημιουργήθηκε όσο και την ωφέλιμη ζωή του εκάστοτε έργου.

Έτσι για τον σκοπό αυτό οι Ελληνικοί Κανονισμοί προσαρμόστηκαν στις σύγχρονες τεχνικές και επιστημονικές αντιλήψεις με την υποχρεωτική εφαρμογή, το 1995, του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (NEAK) και του Κανονισμού για τη μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα. Συνεπώς αυτή η αλλαγή του 1995, και η αναθεώρηση το 2000 του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (EAK 2000) και του Ελληνικού Κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος (ΕΚΟΣ 2000), αποτέλεσαν την προσαρμογή των Ελλήνων στο ευρωπαϊκό πλαίσιο προτύπων (ευροκώδικες - EC) για το σχεδιασμό των έργων.

Τόσο ο EAK 2000 όσο και ο EC8 απαγορεύει οποιαδήποτε αλλαγή στα φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία (π.χ. τις τοιχοπληρώσεις) των κατασκευών που προορίζονται για υλοποίηση και οι οποίες έχουν μελετηθεί και σχεδιασθεί με αυτούς, χωρίς κατάλληλη αιτιολόγηση και έλεγχο, ακόμα και αν η αλλαγή αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα. Έτσι οι παραπάνω κανονισμοί δίνουν τις γενικές απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς και τους κανόνες καθορισμού της σεισμικής δράσης για το σχεδιασμό οποιουδήποτε τύπου έργου. Κυρίως όμως δίνει κριτήρια συμμόρφωσης και ειδικούς κανόνες για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα, ξύλο ή φέρουσα τοιχοποιία, σύμμικτα (συνύπαρξη διαφορετικών ειδών υλικών), καθώς και για κτίρια με σεισμική μόνωση.

Introduction

Any construction will be materialize must satisfy both the purpose for which it was created and the useful life of the project.

So for this purpose the Greek regulations adapted to modern techniques and scientific concepts with mandatory application in 1995, the New Greek Anti Seismic Code and the Rules for the design and construction of concrete. Consequently this change in 1995, and the revision of the 2000 Greek Anti Seismic Code and Greek Rules Reinforced Concrete , were the adaptation of the Greeks in the European framework of standards (Eurocodes - EC) for project design .

Both Greek Anti Seismic Code 2000 and the EC8 prohibits any change in bearing or non-bearing elements (like walls) structures for implementation, which has been conceived and designed with them, without proper justification and control, even if change increases the carrying capacity.

So the above regulations give the general requirements of seismic behavior and the rules for determining the seismic design for any type of project. But above gives specific compliance criteria and rules for buildings of reinforced concrete, steel, wood or masonry, composite (coexistence of different types of materials), and for buildings with seismic isolation.

Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα (EC8) αλλά και τις διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ.) για κανονικά κτίρια μέχρι οκτώ ορόφους και για μη κανονικά μέχρι πέντε ορόφους μπορούμε να προσομοιάσουμε το δυναμικό φαινόμενο του σεισμού σε ένα ισοδύναμο στατικό σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική φόρτιση.

Κανονικά κτίρια: Με τον όρο κανονικά κτίρια θεωρούμε τα κτίρια που:

- Έχουν περίπου συμμετρικό σχήμα κάτοψης δηλαδή, δεν έχουν πολλά σπασίματα.
- Η ακαμψία μεταβάλλεται ομοιόμορφα

Παρατήρηση:

- Η απόληξη του κλιμακοστασίου δεν θεωρούμε ότι μεταβάλει την ακαμψία του κτιρίου.

- Κτίρια με πιλοτή είναι προτιμότερο να συγκαταλέγονται σαν μη κανονικά.

- Με τον όρο "μαλακός" όροφος θεωρούμε τον όροφο που έχει μικρότερη δυσκαμψία από τους ανωτέρω ορόφους.

Μεθοδολογία για την ισοδύναμη στατική φόρτιση σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. και τον EC8.

Βήμα 1: Βρίσκουμε την τέμνουσα βάσης του κτιρίου (V_0) σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 και με τον Ε.Α.Κ.

Βήμα 2: Κάνουμε κατανομή της τέμνουσας βάσης (V_0) στους ορόφους του κτιρίου.

Βήμα 3: Ανάλογα με τη δυσκαμψία κάθε υποστυλώματος κατανέμουμε τη σεισμική δύναμη σε κάθε κολώνα.

Βήμα 4: Βρίσκουμε το κέντρο βάρους (Κ.Β) της κατασκευής και το κέντρο ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ). Θέλουμε η εκκεντρότητα μεταξύ των δύο να είναι μικρή.

Βήμα 5: Κάνουμε κατανομή των σεισμικών ροπών σε υποστυλώματα και δοκάρια λαμβάνοντας υπόψη την υπάρχουσα εκκεντρότητα.

Βήμα 6: Κάνουμε συνδυασμό των σεισμικών φορτίσεων με τις στατικές φορτίσεις σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 και του Ε.Α.Κ.

Βήμα 7: Επιλέγουμε τις μέγιστες αξονικές, τέμνουσες, ροπές.

Βήμα 8: Κάνουμε διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων και δοκαριών σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 και του Ε.Α.Κ. δηλαδή κάνουμε έλεγχο σε κάμψη, διάτμηση και περίσφιξη.

Αρμός διαστολής

ΟΡΙΣΜΟΣ: δημιουργείται για να περιορίσει τις μετακινήσεις δομικών στοιχείων σε όρια, όπου η ελαστικότητα των υλικών ή των επιμέρους κατασκευών μπορεί να αντέξει.

Αρμός διαστολής πρέπει να γίνεται:

- Για κτίρια μη κανονικά κατά την κάτοψη πάνω από 25m.
- Για κτίρια κανονικά κατά την κάτοψη πάνω από 30m-35m.

Ο αρμός έχει πάχος:

- 4cm για επαφή μέχρι τέσσερις ορόφους
- 8cm για επαφή από τέσσερις έως οκτώ ορόφους
- 10cm για επαφή μεγαλύτερη των οκτώ ορόφων

Διαφραγματική λειτουργία πλακών

Η κανονικότητα ενός κτιρίου προσδιορίζεται καθ' ύψος (μεταβολή ακαμψίας κατά ύψος) και κατά μήκος (μεταβολή ακαμψίας στη κάτοψη-σπασίματα) και στις δύο περιπτώσεις βασική απαίτηση είναι η **διαφραγματική λειτουργία των πλακών**. Για να έχουμε διαφραγματική λειτουργία πλακών θα πρέπει να ισχύει $e_x \leq 0.5$ και $e_y \leq 0.5$.

Σημείωση:

Η *εκκεντρότητα* (e_x, e_y) είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου βάρους (Κ.Β) και του κέντρου ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ) όπου:

Κ.Β \Rightarrow το σημείο που ασκείται το βάρος του ορόφου

Κ.Ε.Σ \Rightarrow το σημείο που τείνει να στραφεί κάθε όροφος όταν έχουμε σεισμό

Αναλυτική μεθοδολογία ισοδύναμης στατικής φόρτισης

Βήμα 1: Προσδιορίζουμε τα εντατικά μεγέθη των αξονικών (N), των τεμνουσών (V), και των ροπών (M) λόγω μόνιμων (g) και κινητών (q) φορτίων και κάνουμε τους συνδυασμούς αντίστοιχα :

$$N_g + y_2 * N_q$$

$$V_g + y_2 * V_q$$

$$M_g + y_2 * M_q$$

Όπου :

y_2	ΦΟΡΤΙΑ ΧΡΗΣΗΣ
0.3	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία
0.5	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)
0.6	Χώροι στάθμευσης
0.8	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές κτλ)
0.0	Μη βατές στέγες
0.0	Άνεμος
0.3	Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)

Βήμα 2: Προσδιορίζουμε την τέμνουσα βάσης (V_0) κατά τη διεύθυνση x και κατά τη διεύθυνση y και έχουμε αντίστοιχα (V_{0x}, V_{0y}). Εδώ πρέπει να επισημάνουμε ότι δεν λαμβάνουμε υπόψιν τη κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

- Η τέμνουσα βάσης λόγω σεισμού σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό δίνεται από τον τύπο:

$$V_{0x} = M \cdot \Phi_d(T)_x \quad (\text{κατά τη } x \text{ διεύθυνση})$$

$$V_{0y} = M \cdot \Phi_d(T)_y \quad (\text{κατά τη } y \text{ διεύθυνση})$$

Όπου:

M : η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής και ισχύει : $M = B_{ολικό} / g$ $B_{ολικό}$:

είναι το ολικό βάρος της κατασκευής και ισχύει : $B_{ολικό} = G + y_2 \cdot Q$

$$g = 9.81$$

$\Phi_d(T)$: η φασματική επιτάχυνση λόγω σεισμού η οποία προκύπτει από τον ισχύοντα κανονισμό και λαμβάνεται μια φορά κατά την διεύθυνση x και μια φορά κατά την διεύθυνση y .

Εδώ αξίζει να αναφέρουμε ότι **φάσμα** είναι η "μετατόπιση" της μέγιστης τιμής της ταχύτητας, επιτάχυνσης, μετατόπισης σε σχέση με την ιδιοπερίοδο του συστήματος ταλάντωσης.

Τόσο ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ) όσο και ο ευροκώδικας (EC8) σχεδιάζει (διαστασιολογεί) με ένα συγκεκριμένο φάσμα σχεδιασμού που έχει περίοδο επαναλήψεως για τον Ελλαδικό χώρο 500 χρόνια.

Για να βρούμε το $\Phi_d(T)$ θα πρέπει αρχικά να υπολογίσουμε την ιδιοσυχνότητα και την ιδιοπερίοδο.

$$\text{Η ιδιοσυχνότητα δίνεται από τον τύπο : } T = 2\pi \cdot \sqrt{(M/K)}$$

Όπου

M : μάζα

K : ακαμψία

Η ιδιοπερίοδος δίνεται από τον τύπο:

$$T_x = 0,09 \cdot H \cdot L^{-1/2} \cdot (H/(H+\rho L))^{1/2} \quad (\text{κατά τη } x \text{ διεύθυνση}) \Rightarrow \text{μονάδα μέτρησης sec}$$

$$T_y = 0,09 \cdot H \cdot L^{-1/2} \cdot (H/(H+\rho L))^{1/2} \quad (\text{κατά τη } y \text{ διεύθυνση}) \Rightarrow \text{μονάδα μέτρησης sec}$$

Όπου

H : συνολικό ύψος κατασκευής που βρίσκεται πάνω από το έδαφος.

L : συνολικό μήκος κτιρίου, το οποίο στον τύπο μια φορά το υπολογίζουμε κατά τη διεύθυνση x και μια κατά τη διεύθυνση y .

ρ : συνολικό εμβαδόν τοιχωμάτων προς το συνολικό εμβαδόν των τοιχίων μαζί με τα υποστυλώματα

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:

ΠΕΡΙΟΧΗ ΠΕΡΙΟΔΩΝ	ΕΞΙΣΩΣΗ
$0 \leq T \leq T_1$	$\Phi_d(T) = A \cdot \gamma \cdot [1 + T/T_1 \cdot (\Theta/q \cdot b_0 - 1)]$
$T_1 \leq T \leq T_2$	$\Phi_d(T) = A \cdot \gamma \cdot (\Theta/q) \cdot b_0$
$T_2 \leq T$	$\Phi_d(T) = A \cdot \gamma \cdot (\Theta/q) \cdot b_0 \cdot (T_2/T)^{2/3}$

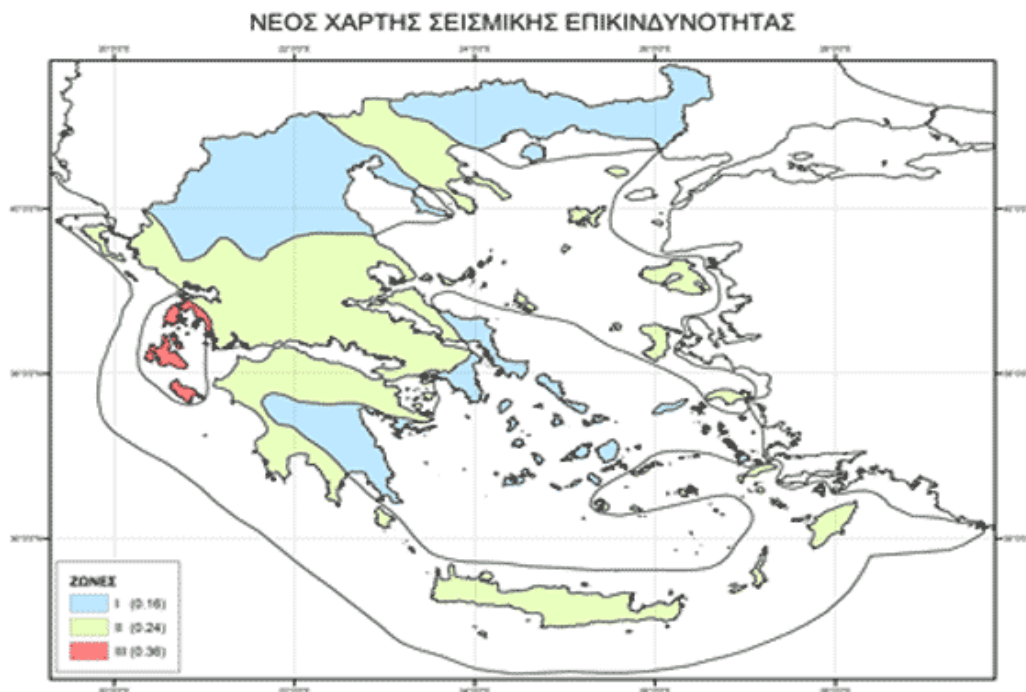
Όπου

$A = \alpha \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική αντίδραση του εδάφους

g : επιτάχυνση βαρύτητας

α : ανοιγμένη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης και εξαρτάται από την περιοχή στην οποία γίνεται η κατασκευή. Αξίζει να σημειώσουμε ότι ο Ελλαδικός χώρος έχει χωριστεί σε τρεις περιοχές (I, II, III) και κάθε πόλη της Ελλάδος βρίσκεται σε μία από αυτές ανάλογα με τη σεισμικότητα τους.

ΠΕΡΙΟΧΗ I	$\alpha = 0,16$
ΠΕΡΙΟΧΗ II	$\alpha = 0,24$
ΠΕΡΙΟΧΗ III	$\alpha = 0,36$



(ΠΑΡΑΜΠΟΜΠΗ ΠΙΝΑΚΑ 1)

b_0 : συντελεστής ενίσχυσης φάσματος είναι πάντα 2,5

q: συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

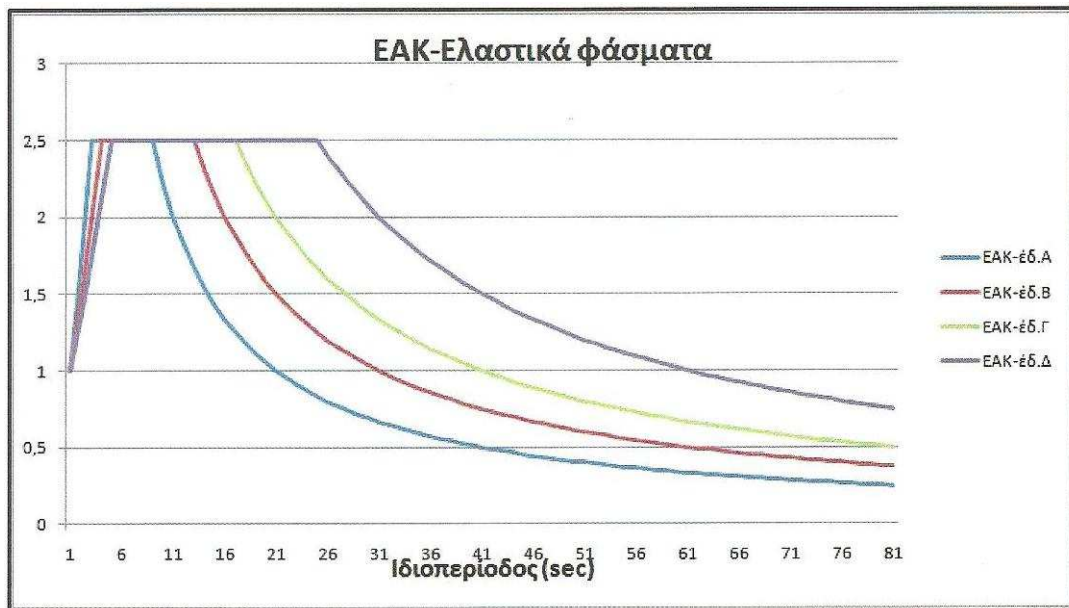
Πίνακας παρουσίασης συντελεστών συμπεριφοράς της κατασκευής

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
Οπλισμένο σκυρόδεμα	α) πλαίσια και μικτά συστήματα	3,50
	β) συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν ως πρόβολοι	3,00
	γ) συστήματα στα οποία το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
Χάλυβας	α) πλαίσια	4,00
	β) δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	γ) δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
Τοιχοποιία	α) με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β) με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ) οπλισμένη κατακόρυφα και οριζόντια	2,50
Ξύλο	α) πρόβολοι	1,00
	β) δοκοί-τόξα-κολλητά πετάσματα	1,50
	γ) πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ) πετάσματα με ηλώσεις	3,00

T1 ,T2: χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος

Πίνακας παρουσίασης χαρακτηριστικών περιόδων του φάσματος

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ	Α	Β	Γ	Δ
T1	0,10	0,15	0,20	0,20
T2	0,40	0,60	0,80	1,20



Πίνακας παρουσίασης κατηγοριών εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m .</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70m.</p>
Β	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας, πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους των 70m.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερο των 70m.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10m.</p>
Χ	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείει τέτοιο κίνδυνο ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων).</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανείς τεκτονικά ρήγματα.</p> <p>Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p> <p>Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής.</p> <p>Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα).</p> <p>Οργανικά εδάφη.</p> <p>Εδάφη κατηγορίας Γ με επικίνδυνα μεγάλη κλίση.</p>

Θ: συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης

Πίνακας παρουσίασης συντελεστών επιρροής της θεμελίωσης

ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ	Θ
Για έδαφος κατηγορίας Α και Β χωρίς υπόγειο (μπορεί να γίνει θεμελίωση με πέδιλα)	1,00
Για εδάφη Α,Β,Γ,Δ <ul style="list-style-type: none">• το κτίριο διαθέτει υπόγειο• η θεμελίωση του κτιρίου είναι με γενική κοιτόστρωση• η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	0,90
Για εδάφη Γ,Δ <ul style="list-style-type: none">• το κτίριο διαθέτει τουλάχιστον δύο υπόγεια• το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι με γενική κοιτόστρωση• η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλοδεσμό(όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους	0,80
<u>Παρατήρηση:</u> Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα έτσι , ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.	

γ: συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου

Πίνακας παρουσίασης συντελεστών σπουδαιότητας του κτιρίου

	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	γ
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού π.χ αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κτλ.	0,85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.	1,00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια δημοσίων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία βρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικοδομικής σημασίας (π.χ κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα , ειδικές βιομηχανίες κλπ.)	1,15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά του σεισμούς , είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ μουσεία κλπ).	1,30

- Η τέμνουσα βάσης λόγω σεισμού σύμφωνα με τον Ευροκώδικα 8 (EC8) δίνεται από τον τύπο:

$$F_{b_x} = S_d(T)_x \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{κατά τη } x \text{ διεύθυνση}) \quad (\text{EC8 : 4.5})$$

$$F_{b_y} = S_d(T)_y \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{κατά τη } y \text{ διεύθυνση}) \quad (\text{EC8 : 4.5})$$

Όπου

$S_d(T)$: η “τεταγμένη” του φάσματος σχεδιασμού για περίοδο T_1

T : η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου, για πλευρική κίνηση, στη διεύθυνση ανάλυσης

m : η συνολική μάζα του κτιρίου (σύμφωνα με το συνδυασμό $G+0,3Q$)

λ : συντελεστής διόρθωσης, με τιμές $\lambda=0,85$ εάν $T \leq 2 T_C$ και το κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους $\lambda=1,0$ εάν $T \geq 2 T_C$.

Για τον προσδιορισμό της **περιόδου T_1** μπορούν να χρησιμοποιούνται σχέσεις της Δυναμικής των Κατασκευών (π.χ. μέθοδος Rayleigh)

Σύμφωνα με τον κανονισμό η εκτίμηση της ιδιοπεριόδου T για κτίρια ύψους ως 40 m μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} \quad (\text{EC8 : 4.6})$$

Όπου

$C_t (\leq 0,085)$ σταθερά που εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής :

0,085 για μεταλλικά πλαίσια

0,075 για πλαίσια σκυροδέματος και μεταλλικά πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

0,050 για όλες τις άλλες κατασκευές

H : το ύψος του κτιρίου

Εναλλακτικά, για κατασκευές με διατμητικούς τοίχους, μπορεί να παίρνεται ως; C_t

$$= \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (\text{EC8 : 4.7})$$

Όπου

$A_c (m^2) = \sum [A_i * (0.20 + (\frac{L_{wi}}{H}))^2]$ (EC8 : 4.8) → Η συνολική δρώσα επιφάνεια των διατμητικών τοίχων, στον πρώτο όροφο του κτιρίου

$A_i (m^2)$, η δρώσα επιφάνεια της διατομής του διατμητικού τοίχου i , στον πρώτο όροφο του κτιρίου

$L_{wi} (m)$, το μήκος (διάσταση) του διατμητικού τοίχου i , στον πρώτο όροφο του κτιρίου, στη διεύθυνση κάθετα στις ασκούμενες δυνάμεις (διεύθυνση του σεισμού).

Ισχύει ο περιορισμός $\frac{L_{wi}}{H} \leq 0.90$.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, θα εξάγεται από τις ακόλουθες σχέσεις :

ΠΕΡΙΟΧΗ ΠΕΡΙΟΔΩΝ	ΕΞΙΣΩΣΗ
$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.50}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$ (3.13)
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q}$ (3.14)
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g$ (3.15)
$T_D \leq T$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g$ (3.16)

όπου :

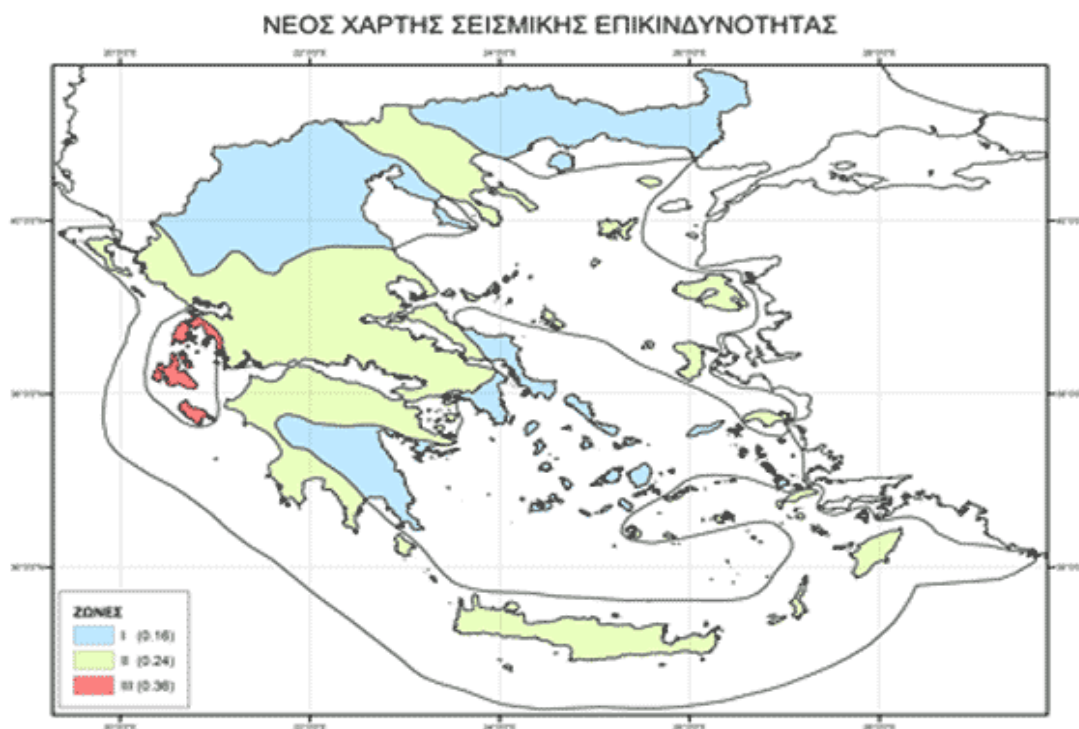
$S_d(T)$: η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

q : ο συντελεστής συμπεριφοράς

β : το κάτω όριο για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, με προτεινόμενη τιμή **0,2**

Αξίζει να σημειώσουμε ότι ο Ελλαδικός χώρος έχει χωριστεί σε τρεις περιοχές (I, II, III) και κάθε πόλη της Ελλάδος βρίσκεται σε μία από αυτές ανάλογα με τη σεισμικότητα τους.

ΠΕΡΙΟΧΗ I	$\alpha=0,16$
ΠΕΡΙΟΧΗ II	$\alpha=0,24$
ΠΕΡΙΟΧΗ III	$\alpha=0,36$



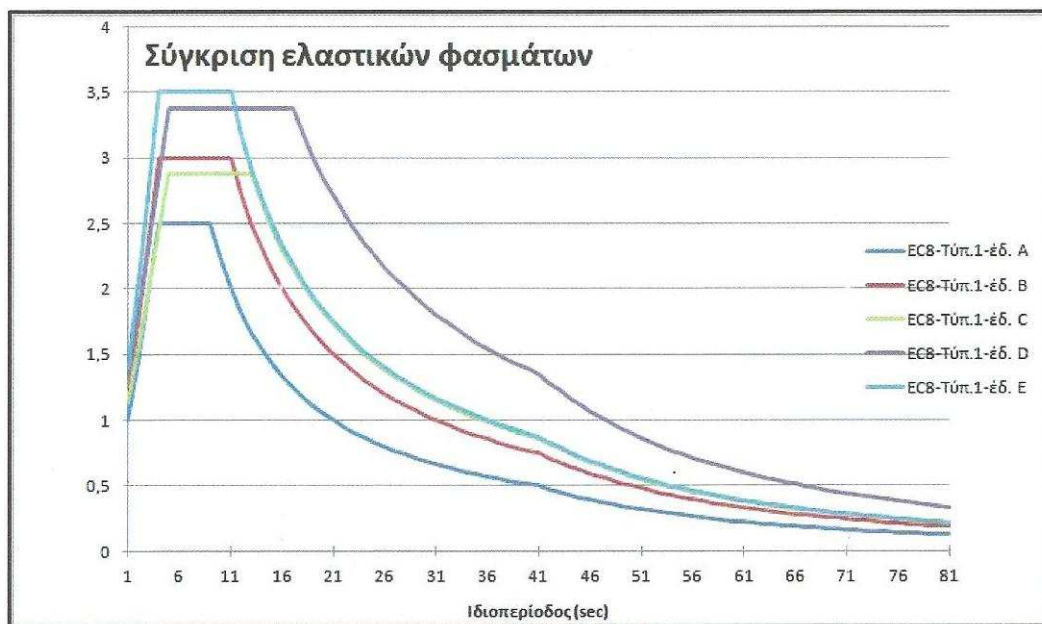
(ΠΑΡΑΜΠΟΜΠΗ ΠΙΝΑΚΑ 1)

q: συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
Οπλισμένο σκυρόδεμα	α) πλαίσια και μικτά συστήματα	3,50
	β) συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν ως πρόβολοι	3,00
	γ) συστήματα στα οποία το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
Χάλυβας	α) πλαίσια	4,00
	β) δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	γ) δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
Τοιχοποιία	α) με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β) με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ) οπλισμένη κατακόρυφα και οριζόντια	2,50
Εύλο	α) πρόβολοι	1,00
	β) δοκοί-τόξα-κολλητά πετάσματα	1,50
	γ) πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ) πετάσματα με ηλώσεις	3,00

Τιμές των παραμέτρων ελαστικού φάσματος (Ισχύει για την Ελλάδα)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ	S	T _B (S)	T _C (S)	T _D (S)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.34	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50



Κατηγορίες εδαφών που προτείνει ο EC8

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις σχηματισμοί, με μία στρώση χαλαρότερου υλικού στην επιφάνεια, πάχους ως 5 m.
B	Αποθέσεις από πολύ πυκνά αμμοχάλικα ή πολύ σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους, με βαθμιαία αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών με το βάθος.
C	Αποθέσεις από πυκνά(ή μετρίως πυκνά) αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.
D	Αποθέσεις από χαλαρά έως μέτρια, μη συνεκτικά εδάφη ή μαλακά έως σκληρά συνεκτικά εδάφη
E	Επιφανειακό αλλουβιακό στρώμα πάχους 5-20m με τιμή v_s αντίστοιχη των εδαφών C ή D, που υπέρκειται σκληρού εδάφους.
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται ή περιλαμβάνουν στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m από μαλακές αργίλους και ιλύες με μεγάλο δείκτη πλαστικότητας ($PI>40$) και μεγάλο ποσοστό υγρασίας
S ₂	Αποθέσεις από εδάφη επικίνδυνα για ρευστοποίηση ή ευαίσθητες αργίλους και εδάφη που δεν υπάγονται στις παραπάνω κατηγορίες.

Συντελεστές σπουδαιότητας του κτιρίου

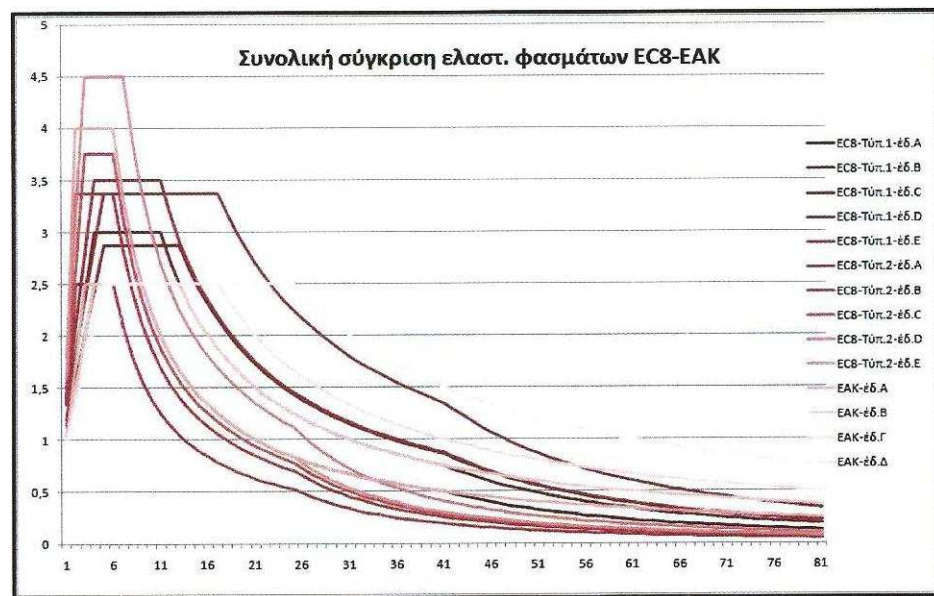
	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	γ
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού π.χ αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κτλ.	0,80
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.	1,00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια δημοσίων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία βρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικοδομικής σημασίας (π.χ κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα , ειδικές βιομηχανίες κλπ.)	1,20
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά του σεισμούς , είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ μουσεία κλπ).	1,40

- Σύγκριση του ελληνικού αντισεισμικού κανονισμού με τον ευροκώδικα 8 καθώς και απόπειρα αντιστοίχισης ανάμεσα στους δύο κανονισμούς.

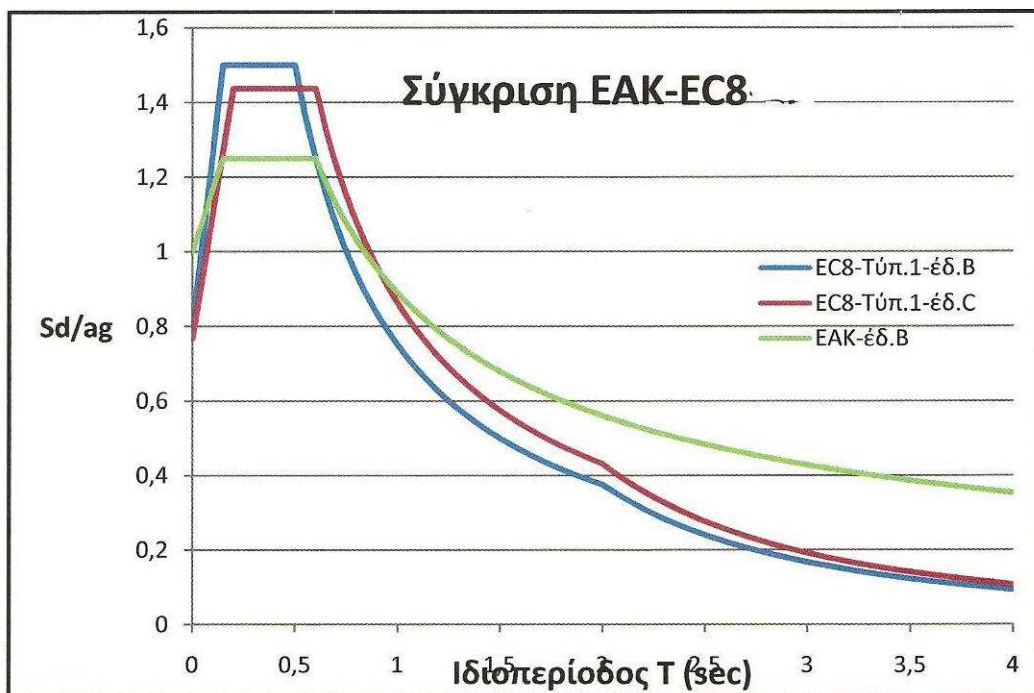
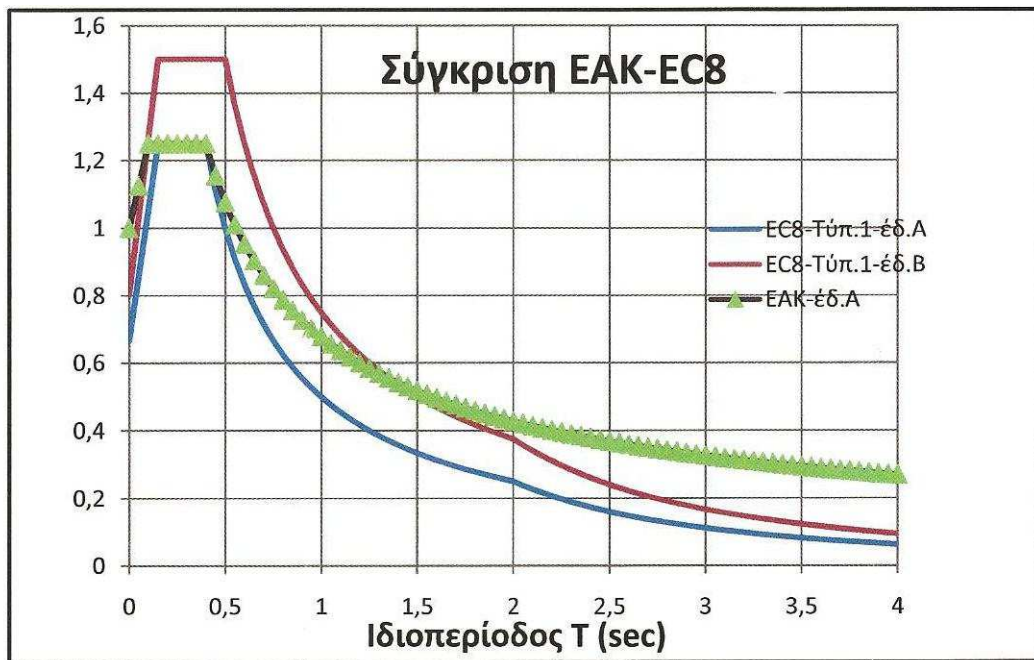
Ακολουθεί μια απόπειρα αντιστοίχισης των κατηγοριών εδάφους, ανάμεσα στους δύο Κανονισμούς :

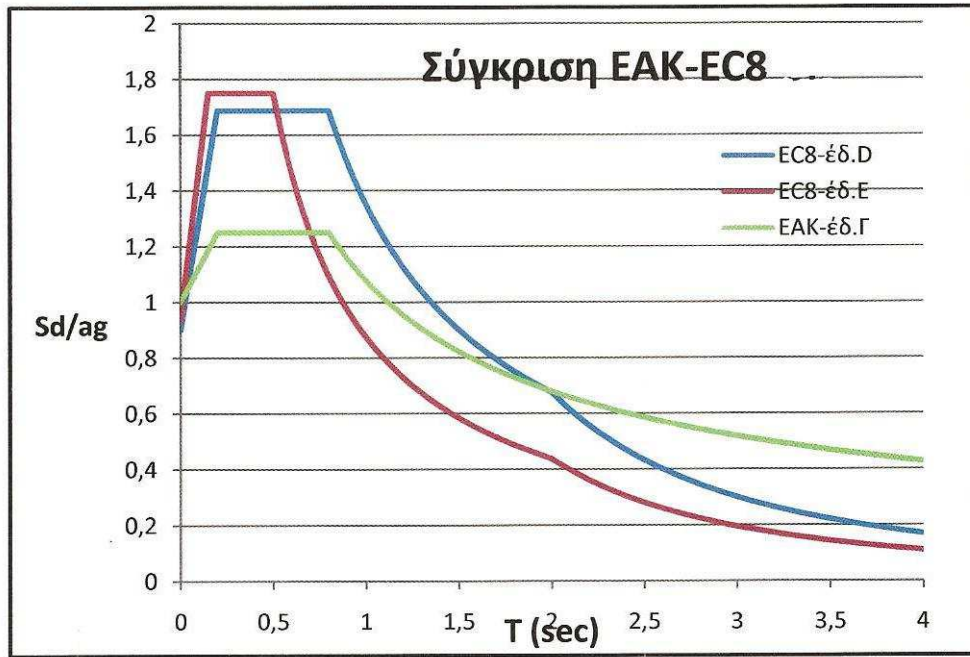
EC8	ΕΑΚ
A	A
B	A,B
C	B,Γ
D	Γ
E	Γ,Δ
S ₁	Δ
S ₂	X

Ακολουθεί σε μορφή διαγράμματος η συνολική σύγκριση των ελαστικών φασμάτων μεταξύ των δυο κανονισμών



Ακολουθεί η σύγκριση των φασμάτων σχεδιασμού μεταξύ των δυο κανονισμών





Βήμα 3: Κάνουμε κατανομή τέμνουσας βάσης με E.A.K. (V_{0x}, V_{0y}) ή με EC8 (F_{bx}, F_{by}) σε όλο το ύψος κτιρίου και βρίσκουμε τη δύναμη που ασκείται σε κάθε όροφο εξαιτίας του σεισμού.

Βήμα 4: Βρίσκουμε το κέντρο βάρους (Κ.Β) και το κέντρο ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ) για κάθε όροφο και υπολογίζουμε την εκκεντρότητα μεταξύ Κ.Β. και Κ.Ε.Σ. Πρέπει να ισχύει $e_x \leq 0.5$ και $e_y \leq 0.5$. Αν δεν ισχύει αυτό αλλάζουμε τις διαστάσεις των υποστηλωμάτων και επανερχόμαστε στο Βήμα 1.

Βήμα 5: Ανάλογα με την εκκεντρότητα e_x και e_y προσδιορίζονται οι αξονικές (N), η τέμνουσες (V), και οι ροπές (M) για κάθε υποστήλωμα και για κάθε δοκάρι κατά τη διεύθυνση x και κατά τη διεύθυνση y.

Βήμα 6: Συνδέουμε την διεύθυνση x με την διεύθυνση y για κάθε υποστύλωμα και για κάθε δοκάρι. Δηλαδή, η ροπή και η τέμνουσα λόγω σεισμού θα είναι:

$$N^X_E = N_X \pm y_2 * N_y$$

$$V^X_E = V_X \pm y_2 * V_y$$

$$M^X_E = M_X \pm y_2 * M_y$$

$$N^Y_E = N_y \pm y_2 * N_x$$

$$V^X_y = V_y \pm y_2 * V_x$$

$$M^X_y = M_y \pm y_2 * M_x$$

Σημείωση!!! Το \pm εξαρτάται από τη φορά.

Βήμα 7: Προσθέτουμε τις αξονικές (N), τις τέμνουσες (V) και τις ροπές (M) που βρήκαμε στο Βήμα 1 με τις αντίστοιχες που βρήκαμε στο Βήμα 6 .

Βήμα 8: Βρίσκουμε τις αξονικές (N), τις τέμνουσες (V) και τις ροπές (M) σύμφωνα με τους στατικούς συντελεστές που είναι:

1,35 ➡ για τα μόνιμα φορτία (g)

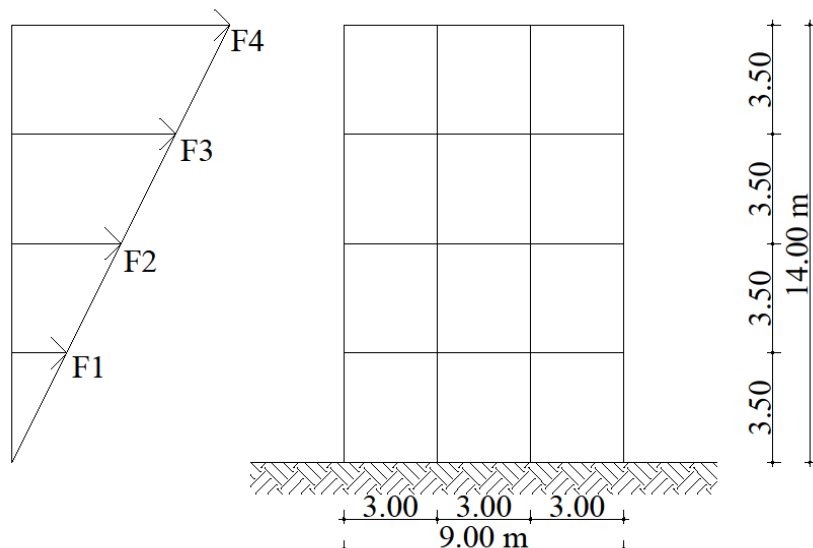
1,50 ➡ για τα κινητά φορτία (q)

Βήμα 9: Συγκρίνουμε τις αξονικές (N), τις τέμνουσες (V) και τις ροπές (M) από το Βήμα 8 και το Βήμα 7.

Βήμα 10: Οπλίζουμε τα υποστυλώματα και τα δοκάρια σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 ή του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (E.A.K).

Εφαρμογή

Σύνηθες οικοδομικό έργο στην περιοχή της Θεσσαλονίκης αποτελείται από τετράωροφα πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος, όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί.



Η θεμελίωση του είναι με πέδιλα και συνδετήρια δοκάρια σε υγιές έδαφος από ημιβραχώδες σχηματισμούς.

Το συνολικό βάρος κάθε ορόφου, πολλαπλασιασμένο με τους σεισμικούς συντελεστές για μόνιμα και κινητά φορτία, είναι $1 \cdot G + y_2 \cdot Q = 2000 \text{ KN/m}$.

Το κτίριο είναι συμμετρικό κατά την x και y διεύθυνση επομένως $L_x = L_y = 9.00 \text{ m}$.

Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης του κτιρίου.

Λύση (σύμφωνα με Ε.Α.Κ.)

Από την εκφώνηση προκύπτει ότι το έδαφος ανήκει στην κατηγορία B \rightarrow υγιές ημιβραχώδες.

Επομένως $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ και $T_2 = 0.60 \text{ sec}$

Το κτίριο είναι συμμετρικό κατά x και κατά y οπότε γνωρίζουμε ότι

$L_x = L_y = 9.00 \text{ m}$, $H = 14.00 \text{ m}$ και $p = 0$ διότι έχουμε πλαισιακή λειτουργία.

$$\text{Άρα } T_x = T_y = 0.09 \cdot H \cdot \frac{1}{\sqrt{L}} \cdot \frac{H}{H} = 0.09 \cdot 14.00 \cdot \frac{1.00}{\sqrt{9.00}} = \frac{0.09}{3.00} \cdot 14.00 = 0.42 \text{ sec.}$$

$$\text{Άρα } T_1 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0.15 \leq 0.42 \leq 0.60$$

$$\text{Επομένως } \Phi_d(T) = A \cdot \gamma \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\theta}{q} \cdot b_0 - 1 \right) \right]$$

- $A = 0.24 \cdot g$ (για περιοχή II)
- $\gamma = 1.00$ (λόγω κατοικίας)
- $\theta = 1.00$ (διότι δεν υπάρχει υπόγειο)

- $q = 3.50$ (λόγω κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει πλαίσια και τοιχώματα)
- $b_0 = 2.50$ (σταθερό)

$$\begin{aligned}\Phi d(T) &= A * \gamma * \left[1 + \frac{T}{T_1} * \left(\frac{\theta}{q} * b_0 - 1 \right) \right] = \\ &= 0.24 * g * 1 * \left[1 + \frac{0.42}{0.15} * \left(\frac{1}{3.50} * 2.50 - 1 \right) \right] = 0.17 * g\end{aligned}$$

$$\text{Συνεπώς } \Phi d(T)_x = \Phi d(T)_y = 0.17 * g$$

$$V_{O_x} = M * \Phi d(T)_x$$

$$V_{O_y} = M * \Phi d(T)_y$$

Επομένως $V_{O_x} = V_{O_y}$ διότι το κτίριο είναι συμμετρικό

Το ολικό βάρος της κατασκευής είναι $4 * 2000$ διότι έχουμε ένα τετραώροφο οικοδομικό έργο άρα $B_{ολικό} = 4 * 2000 = 8000$ KN.

Ενώ η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής είναι $M = \frac{B_{ολικό}}{g} = \frac{8000}{g}$ Kgr.

$$\text{Συνεπώς } V = \frac{8000}{g} * 0.17 * g = 1360.00 \text{ KN.}$$

Λύση (σύμφωνα με EC8)

Από την εκφώνηση προκύπτει ότι το έδαφος ανήκει στην κατηγορία C \rightarrow Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.

Επομένως :

$$S = 1.15$$

$$T_B(S) = 0.20 \text{ sec}$$

$$T_C(S) = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_D(S) = 2.50 \text{ sec}$$

$$T = C_t * H^{\frac{3}{4}}$$

Όπου

$C_t = 0.075$ σταθερά που προκύπτει λόγω πλαισίου σκυροδέματος.

$$\text{Συνεπώς } T = C_t * H^{\frac{3}{4}} = 0.075 * 14^{\frac{3}{4}} = 0.54 \text{ sec}$$

Άρα προκύπτει ότι $T_B \leq T \leq T_C \rightarrow 0.20 \leq 0.54 \leq 0.60$

$$\text{Επομένως } S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{b_0}{q} = 1 \cdot 0.24 \cdot g \cdot 1.15 \cdot \frac{2.50}{3.50} = 0.20 \cdot g$$

Όπου

$$a_g = \gamma \cdot a_{gR}$$

$$a_{gR} = 0.24 \cdot g$$

$$\gamma = 1.00 \text{ (λόγω κατοικίας)}$$

$$q = 3.50 \text{ (λόγω κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει πλαίσια και τοιχώματα)}$$

$$b_0 = 2.50 \text{ σταθερά}$$

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

$$\lambda = 0.85 \text{ διότι } T \leq 2 \cdot T_C \rightarrow 0.54 \leq 1.20$$

Το ολικό βάρος της κατασκευής είναι $4 \cdot 2000$ διότι έχουμε ένα τετραώροφο οικοδομικό έργο άρα $B_{ολικό} = 4 \cdot 2000 = 8000 \text{ KN}$.

$$\text{Ενώ η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής είναι } m = \frac{B_{ολικό}}{g} = \frac{8000}{g} \text{ Kgr.}$$

$$\text{Συνεπώς } F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0.20 \cdot g \cdot \frac{8000}{g} \cdot 0.85 = 1360.00 \text{ KN}$$

Κατανομή τέμνουσας βάσης στους ορόφους

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

$$F_i = V_0 \frac{m_i \cdot y_i}{\sum (m_i \cdot y_i)}$$

Όπου

- F_i → η δύναμη που ασκείται στο πάνω μέρος κάθε ορόφου
- i → μεταβαλλόμενο και εξαρτάται από το σύνολο των ορόφων
- V_0 → η τέμνουσα βάσης
- m_i → η μάζα κάθε ορόφου πολλαπλασιασμένη με τους σεισμικούς συντελεστές
- y_i → η απόσταση που έχει κάθε όροφος από την κατώτερη βάση του κτιρίου

Σύμφωνα με τον EC8

Οι θεμελιώδεις ιδιομορφές του κτιρίου μπορούν να υπολογίζονται με (αναγνωρισμένες) μεθόδους της Δυναμικής των Κατασκευών ή μπορούν να **προσεγγίζονται** με οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνουν **γραμμικά** με το ύψος του κτιρίου (“τριγωνική κατανομή”).

Στην πρώτη περίπτωση, θα είναι:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (\text{EC8 : 4.10})$$

όπου

F_i : η οριζόντια δύναμη στον όροφο i

F_b : η τέμνουσα βάσης, όπως αναφέρθηκε

s_i, s_j : οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j στη θεμελιώδη (1η) ιδιομορφή

m_i, m_j : οι μάζες των ορόφων, υπολογιζόμενες από το συνδυασμό $G+0,3Q$.

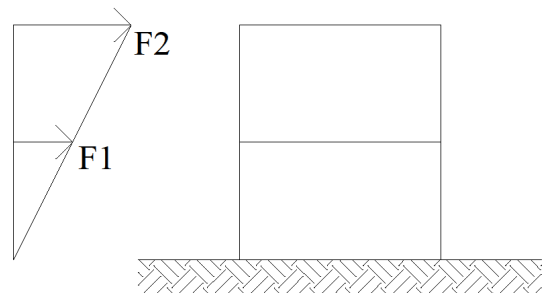
Στη δεύτερη περίπτωση (τριγωνική κατανομή), οι οριζόντιες δυνάμεις θα παίρνονται ως:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (\text{EC8 : 4.11})$$

όπου,

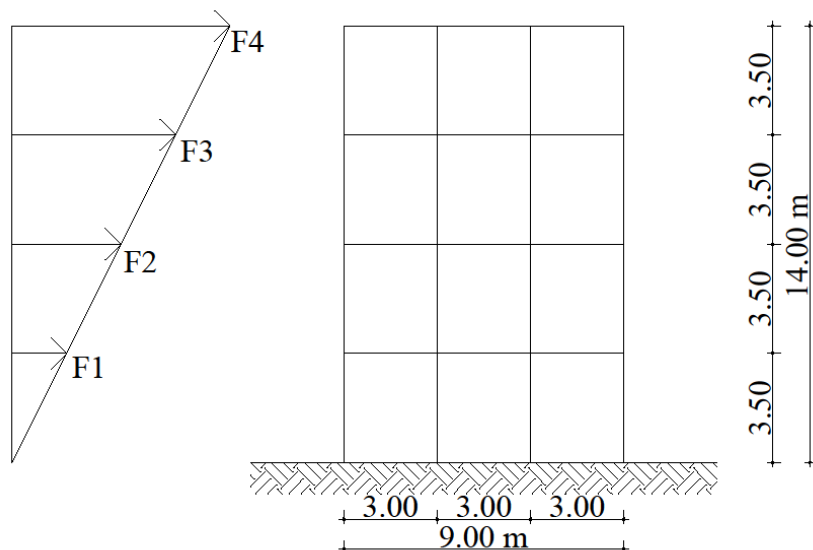
z_i, z_j : τα ύψη των μαζών από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης.

Οι οριζόντιες δυνάμεις F_i θα διανέμονται στα στοιχεία που αντιστέκονται στη σεισμική δράση, υποθέτοντας διαφραγματική λειτουργία των πλακών.



Εφαρμογή

Σύνηθες οικοδομικό έργο στην περιοχή της Θεσσαλονίκης αποτελείται από τετραώροφα πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος, όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί.



Η θεμελίωση του είναι με πέδιλα και συνδετήρια δοκάρια σε υγιές έδαφος από ημιβραχώδες σχηματισμούς.

Το συνολικό βάρος κάθε ορόφου, πολλαπλασιασμένο με τους σεισμικούς συντελεστές για μόνιμα και κινητά φορτία, είναι $1 \cdot G + y_2 \cdot Q = 2000 \text{ KN/m}$.

Το κτίριο είναι συμμετρικό κατά την x και y διεύθυνση επομένως $L_x = L_y = 9.00 \text{ m}$.

Να γίνει η κατανομή της τέμνουσας βάσης στους ορόφους και να βρεθεί η τέμνουσα της βάσης για κάθε όροφο.

Λύση (σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.)

$$F_i = V_o \frac{m_i \cdot y_i}{\sum (m_i \cdot y_i)} \quad \text{όπου } V_{o_x} = V_{o_y} = V_o$$

$$i = 1 - 4$$

$$m_i = \frac{2000}{g} \text{ Kgr}$$

$$F_1 = V_o \frac{m_1 \cdot y_1}{m_1 \cdot y_1 + m_2 \cdot y_2 + m_3 \cdot y_3 + m_4 \cdot y_4} =$$

$$= 1360 \frac{2000 \cdot 3.5}{2000 \cdot 3.50 + 2000 \cdot 7.00 + 2000 \cdot 10.50 + 2000 \cdot 14} = 136.00 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_o \frac{m_2 \cdot y_2}{m_1 \cdot y_1 + m_2 \cdot y_2 + m_3 \cdot y_3 + m_4 \cdot y_4} =$$

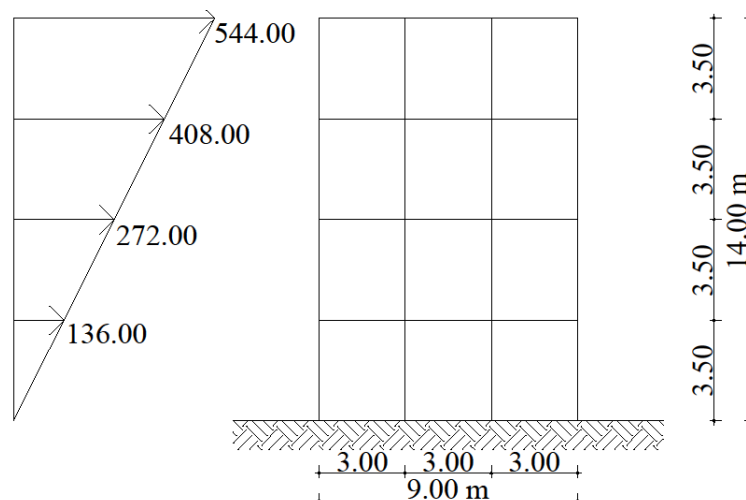
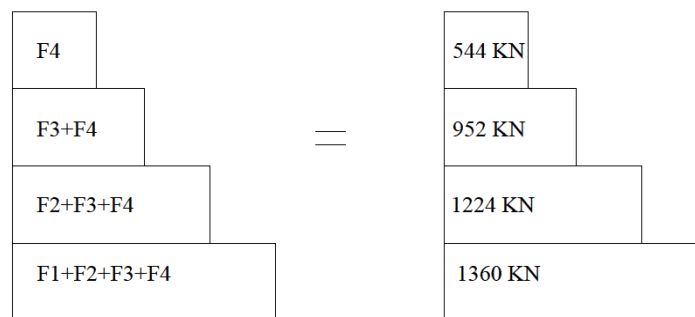
$$= 1360 \frac{2000 \cdot 7.00}{2000 \cdot 3.50 + 2000 \cdot 7.00 + 2000 \cdot 10.50 + 2000 \cdot 14} = 272.00 \text{ KN}$$

$$F_3 = V_0 \frac{m_3 \cdot y_3}{m_1 \cdot y_1 + m_2 \cdot y_2 + m_3 \cdot y_3 + m_4 \cdot y_4} =$$

$$= 1360 \frac{2000 \cdot 10.50}{2000 \cdot 3.50 + 2000 \cdot 7.00 + 2000 \cdot 10.50 + 2000 \cdot 14} = 408.00 \text{ KN}$$

$$F_4 = V_0 \frac{m_4 \cdot y_4}{m_1 \cdot y_1 + m_2 \cdot y_2 + m_3 \cdot y_3 + m_4 \cdot y_4} =$$

$$= 1360 \frac{2000 \cdot 14}{2000 \cdot 3.50 + 2000 \cdot 7.00 + 2000 \cdot 10.50 + 2000 \cdot 14} = 544.00 \text{ KN}$$



Παρατήρηση : Στην συγκεκριμένη εφαρμογή η τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση x είναι ίδια με την τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση y επομένως και η κατανομή της κατά τη διεύθυνση x είναι ίδια με την κατανομή κατά τη διεύθυνση y.

Λύση (σύμφωνα με τον EC8)

$$F_i = F_b * \frac{S_i m_i}{\sum S_j m_j}$$

$$i = 1 - 4$$

$$m_i = \frac{2000}{g} \text{ Kgr}$$

$$F_1 = F_b \frac{S_1 * m_1}{m_1 * S_1 + m_2 * S_2 + m_3 * S_3 + m_4 * S_4} =$$

$$= 1360 \frac{2000 * 3.5}{2000 * 3.50 + 2000 * 7.00 + 2000 * 10.50 + 2000 * 14} = 136.00 \text{ KN}$$

$$F_2 = F_b \frac{S_2 * m_2}{m_1 * S_1 + m_2 * S_2 + m_3 * S_3 + m_4 * S_4} =$$

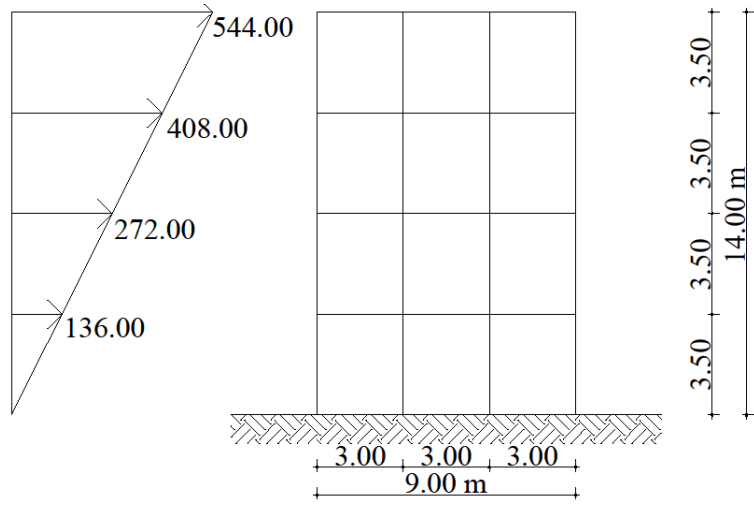
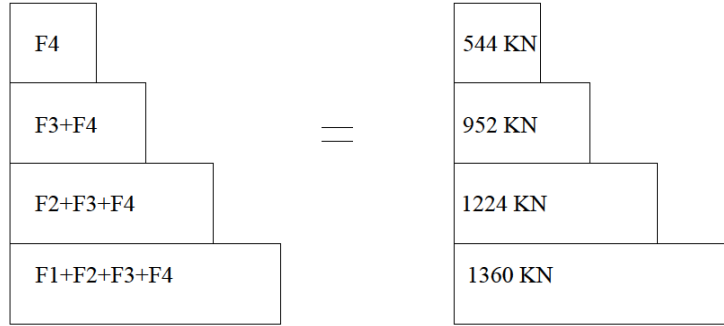
$$= 1360 \frac{2000 * 7.00}{2000 * 3.50 + 2000 * 7.00 + 2000 * 10.50 + 2000 * 14} = 272.00 \text{ KN}$$

$$F_3 = F_b \frac{S_3 * m_3}{m_1 * S_1 + m_2 * S_2 + m_3 * S_3 + m_4 * S_4} =$$

$$= 1360 \frac{2000 * 10.50}{2000 * 3.50 + 2000 * 7.00 + 2000 * 10.50 + 2000 * 14} = 408.00 \text{ KN}$$

$$F_4 = F_b \frac{S_4 * m_4}{m_1 * S_1 + m_2 * S_2 + m_3 * S_3 + m_4 * S_4} =$$

$$= 1360 \frac{2000 * 14}{2000 * 3.50 + 2000 * 7.00 + 2000 * 10.50 + 2000 * 14} = 544.00 \text{ KN}$$



Φορτία κατασκευών

- Τα φορτία υπολογίζονται πάντα από τον τελευταίο όροφο προς τα κάτω.
- Τα δοκάρια επιλύονται ανεξάρτητα από τον τελευταίο όροφο, δηλαδή τα δοκάρια του ισογείου έχουν το φορτίο των πλακών του ισογείου και της τοιχοποιίας του ίδιου ορόφου.
- Τα υποστυλώματα μεταφέρουν τα φορτία από επάνω προς τα κάτω, δηλαδή το άθροισμα των φορτίων των υποστυλωμάτων του ισογείου μας δίνει το συνολικό φορτίο της κατασκευής.

Άσκηση

Δίνεται τμήμα κάτοψης διώροφης κατοικίας στο Ηράκλειο της Κρήτης. Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης του κτιρίου, να γίνει η κατανομή της τέμνουσας στους ορόφους και τέλος να βρεθεί η τέμνουσα βάσης για κάθε όροφο.

Δεδομένα :

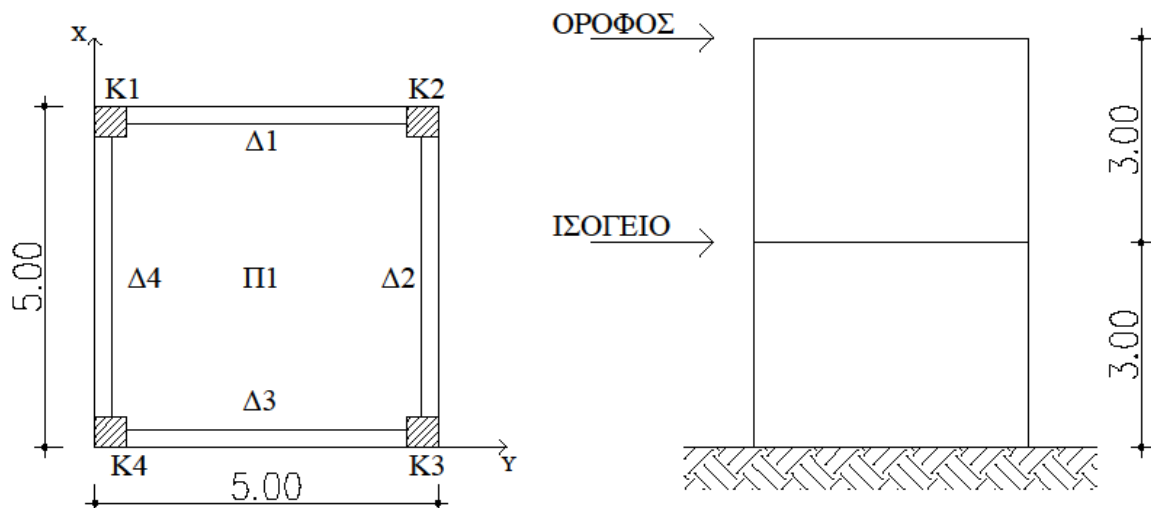
Για την πλάκα Π_1 : $h_f = 17$ cm

Δ 25/55

K 50/50

$A = 0.24 \cdot g$

Περιοχή περιβάλλοντος II



Λύση

1. Αξονικά μήκη

$$\text{Πλάκα } \Pi_1 : l_x = l_y = 5.00 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 4.75 \text{ m}$$

Για τα δοκάρια ισχύει $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4 = l_\Delta$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και τις ίδιες πλάκες.

$$\text{Άρα } l_\Delta = 5.00 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.50 \text{ m}$$

2. Φορτία πλακών

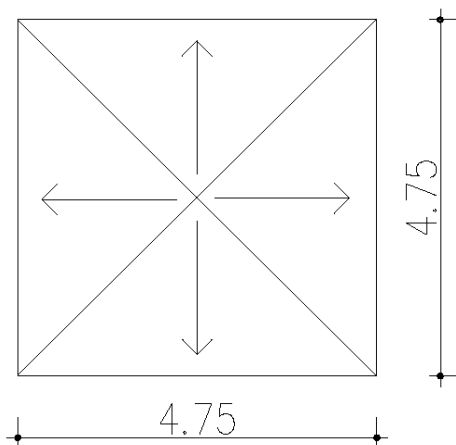
Το φορτίο της πλάκας του ορόφου είναι ίσο με το φορτίο της πλάκας του ισογείου.

$$g = \text{ίδιο βάρος της πλάκας} + \text{δάπεδο}$$

$$\text{Επομένως } g = 0.17 \cdot 25 + 1 = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 2.00 \text{ KN/m}^2$$

3. Φορτία δοκαριών ορόφου



$$E_{\text{τριγώνου}} = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \nu = \frac{1}{2} \cdot 4.75 \cdot \frac{4.75}{2} = 5.64 \text{ m}^2$$

Ισχύει ότι $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και επιβαρύνονται από πλάκες με τις ίδιες ιδιότητες.

- $\frac{E \cdot g}{l} = \frac{5.64 \cdot 5.25}{4.75} = 6.24 \text{ KN/M}$
- $I.B. = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{ολ}} = 6.23 + 3.44 = 9.67 \text{ KN / m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = \frac{E \cdot g}{l} = \frac{5.64 \cdot 2.00}{4.75} = 2.37 \text{ KN / m}$$

4. Υποστυλώματα ορόφου

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : \frac{G \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{G \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} + \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} = 43.52 \text{ KN/m}$$

$$I.B. = 25 \cdot 0.5 \cdot 0.5 \cdot 3 = 18.75 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 43.52 + 18.75 = 62.26 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{Q \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} + \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$m_{\text{ορόφου}} = \frac{\beta_{\text{ορόφου}}}{g} = \frac{4 \cdot 62.26 + 0.3 \cdot 4 \cdot 10.67}{g} = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

5. Δοκάρια ισογείου

Ισχύει $\Delta 1 = \Delta 2 = \Delta 3 = \Delta 4$

Μόνιμο φορτίο :

$$I.B. = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία} = 3.60 \cdot 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Πλάκα} = 6.25 \text{ KN / m}$$

$$\text{Επομένως } G_{\text{ολικό}} = 3.44 + 10.80 + 6.25 = 20.49 \text{ KN / m}$$

Κινητό φορτίο :

Από πλάκα 2.37 KN / m

Επομένως $Q_{\text{ολικό}} = 2.37 \text{ KN / m}$

6. Υποστυλώματα ισογείου

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Τα υποστυλώματα του ισογείου «σηκώνουν» τα φορτία μόνιμα και κινητά των υποστυλωμάτων του ορόφου.

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : 4.50 \cdot \left(\frac{G_{\Delta 1}^{\text{ισογείου}}}{2} + \frac{G_{\Delta 4}^{\text{ισογείου}}}{2} \right) = 4.50 \cdot \left(\frac{20.49}{2} + \frac{20.49}{2} \right) = 92.21$$

KN/m

$$I.B. = 25.00 \cdot 0.50^2 \cdot 3.00 = 18.75 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 62.26 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ισογείου}} = 92.21 + 18.75 + 62.26 = 173.23 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q_{\Delta 1}}{2} \cdot 4.50 + \frac{Q_{\Delta 4}}{2} \cdot 4.50 = \frac{2.37}{2} \cdot 4.50 + \frac{2.37}{2} \cdot 4.50 = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{ολικό}}^{\text{ισογείου}} = 10.67 + 10.67 = 21.34 \text{ KN/m}$$

Άρα η συνολική μάζα της κατασκευής θα είναι :

$$M_{\text{ολική}} = \frac{B_{\text{ολικό}}}{g} = \frac{4 \cdot 173.23 + 0.3 \cdot 4 \cdot 21.34}{g} = \frac{719}{g} \text{ Kgr}$$

με καθαρή μάζα του ορόφου, όπως προέκυψε, $\frac{262}{g}$ Kgr και καθαρή μάζα του ισογείου

$$\frac{719}{g} - \frac{262}{g} = \frac{457}{g} \text{ Kgr} .$$

Σημείωση :

A. Μόνιμα φορτία πλακών : $g = \text{ίδιο βάρος της πλάκας} + \text{δάπεδο}$

Ίδιο βάρος πλάκας (I.B.) = ειδικό βάρος πλάκας (E.B.) * πάχος πλάκας

- E.B. σπλισμένου σκυροδέματος = 25.00 KN/m³
- E.B. απλού σκυροδέματος = 24.00 KN/m³
- Δάπεδο από μάρμαρο : φορτίο = 2.00 KN/m²
- Δάπεδο από μωσαϊκό : φορτίο = 1.00 KN/m² – 1.20 KN/m²
- Δάπεδο από ξύλο : φορτίο = 0.80 KN/m²

B. Κινητά φορτία πλακών

Τα κινητά φορτία των πλακών δίνονται από τον κανονισμό EC2 σαν χαρακτηριστικές τιμές.

Χαρακτηριστική τιμή είναι η τιμή που έχει πιθανότητα αστοχίας 5%.

Συνεπώς :

- Κατοικίες → $q = 2.00 \text{ KN/m}^2$
- Καταστήματα → $q = 5.00 \text{ KN/m}^2$
- Σχολεία - εκπαιδευτικά κτίρια – νοσοκομεία – κτίρια δημόσιων συναθροίσεων → $q = 7.50 \text{ KN/m}^2$
- Σκάλες (μέχρι 3 ορόφους) → $q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
 - (από 4 έως 6 ορόφους) → $q = 5.00 \text{ KN/m}^2$
 - (από 7 ορόφους και άνω) → $q = 7.50 \text{ KN/m}^2$
- Μπαλκόνια τα οποία εξυπηρετούν κατοικίες → $q = 5.00 \text{ KN/m}^2$

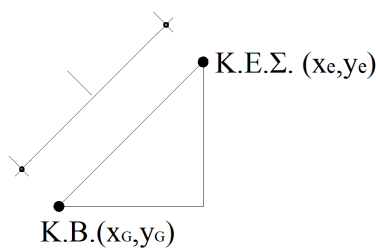
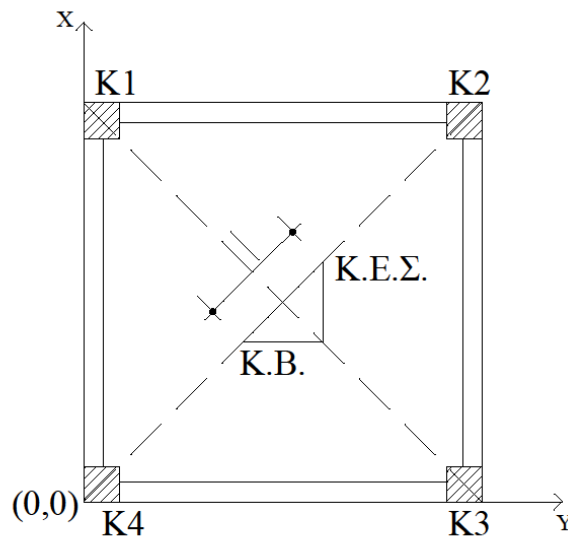
Κέντρο βάρους (Κ.Β.) και κέντρο ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ.) .

Το κέντρο βάρους της κατασκευής υπολογίζετε για κάθε όροφο και είναι το σημείο εκείνο που θεωρητικά ασκείται η μάζα (το βάρος) κάθε ορόφου. Δηλαδή θεωρούμε ότι έχουμε διαφραγματική λειτουργία των πλακών και το βάρος κάθε ορόφου ασκείται στο κέντρο βάρους.

Το κέντρο ελαστικής στροφής είναι το σημείο εκείνο που θεωρούμε ότι ασκείται η τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου. Δηλαδή το κέντρο ελαστικής στροφής είναι το σημείο που τείνει να στρίψει η κατασκευή όταν έχουμε σεισμό.

Βασική απαίτηση του ελληνικού κανονισμού είναι το κέντρο βάρους να συμπίπτει με το κέντρο ελαστικής στροφής.

Η απόσταση μεταξύ των συντεταγμένων του κέντρου βάρους και του κέντρου ελαστικής στροφής ονομάζεται εκκεντρότητα κατά τη διεύθυνση x και εκκεντρότητα κατά τη διεύθυνση y.



$$e = \sqrt{l_x^2 + l_y^2} \text{ με } e \leq 0.50 \text{ m}$$

$$\text{όπου } l_x = |x_G - x_e|$$

$$l_y = |y_G - y_e|$$

Επομένως η εκκεντρότητα (e) δεν πρέπει να ξεπερνάει τα 0.50 m.

Ο λόγος για τον οποίο υπολογίζουμε την εκκεντρότητα είναι για να αποφύγουμε το μηχανισμό κατάρρευσης. Δηλαδή τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.

Με τον όρο πλαστική άρθρωση εννοούμε τη δημιουργία μη επισκευάσιμων βλαβών.

- Οι συντεταγμένες για το κέντρο βάρους είναι :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n x_i P_i}{\sum P_i}$$

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_i P_i}{\sum P_i}$$

όπου

- $i = 1$ έως n ο αριθμός των υποστυλωμάτων ανά όροφο
- P_i το σεισμικό φορτίο κάθε υποστυλώματος ($G + 0.30Q$)
- x_i η συντεταγμένη κάθε υποστυλώματος του κέντρου βάρους από την αρχή των αξόνων κατά τη διεύθυνση x
- y_i η συντεταγμένη κάθε υποστυλώματος του κέντρου βάρους από την αρχή των αξόνων κατά τη διεύθυνση y

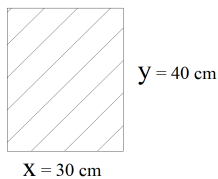
Το κέντρο βάρους υπολογίζεται ανά όροφο και ο αντισεισμικός υπολογισμός ξεκινάει πάντα από πάνω προς τα κάτω. Ενώ οι πλάκες είναι ανεξάρτητες οπότε δεν παίζει ρόλο από πού θα αρχίσεις να τις υπολογίζεις.

➤ Οι συντεταγμένες για το κέντρο ελαστικής στροφής είναι :

$$x_\varepsilon = \frac{\sum x_i K_{i,y}}{\sum K_{i,y}}$$

$$y_\varepsilon = \frac{\sum y_i K_{i,x}}{\sum K_{i,x}}$$

Για το παρακάτω παράδειγμα με $x=30$ cm και $y = 40$ cm δηλαδή για υποστύλωμα μη τετραγωνικό όπου οι συντεταγμένες διαφέρουν



$$K_{ix} = 12 * \frac{E_c * I_y}{h^3} \text{ MN/m με } I_y = \frac{y * x^3}{12} \text{ m}^4$$

$$K_{iy} = 12 * \frac{E_c * I_x}{h^3} \text{ MN/m με } I_x = \frac{x * y^3}{12} \text{ m}^4$$

Επιπλέον για το κέντρο ελαστικής στροφής πρέπει να γνωρίζουμε το δείκτη ακαμψίας κάθε υποστυλώματος.

Ο δείκτης ακαμψίας κατά τη διεύθυνση x είναι : $K_{ix} = 12 * \frac{E_c * I_y}{h^3} \text{ MN/m}$

Ο δείκτης ακαμψίας κατά τη διεύθυνση y είναι : $K_{iy} = 12 * \frac{E_c * I_x}{h^3} \text{ MN/m}$

Όπου

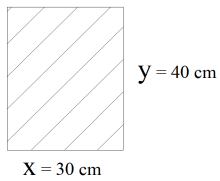
- E_c το μέτρο ελαστικότητας του οπλισμένου σκυροδέματος
- h το ύψος του υποστυλώματος
- I_y η ροπή αδράνειας κατά τη διεύθυνση y
- I_x η ροπή αδράνειας κατά τη διεύθυνση x

Παράδειγμα : Να υπολογιστούν οι δείκτες ακαμψίας των υποστυλωμάτων

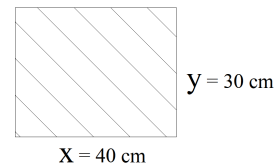
$$K1 = K3 = 30/40$$

$$K2 = K4 = 40/30$$

$$K1 = K3 = 30/40$$



$$K2 = K4 = 40/30$$



Υποστυλώματα	b	h	H $(\frac{b \cdot h^3}{12})$	I_x $(\frac{h \cdot b^3}{12})$	I_y	E_c
K1	0.30	0.40	3.00	$1.60 \cdot 10^{-3}$	$0.90 \cdot 10^{-3}$	$28 \cdot 10^3$
K2	0.40	0.30	3.00	$0.90 \cdot 10^{-3}$	$1.60 \cdot 10^{-3}$	$28 \cdot 10^3$
K3	0.30	0.40	3.00	$1.60 \cdot 10^{-3}$	$0.90 \cdot 10^{-3}$	$28 \cdot 10^3$
K4	0.40	0.30	3.00	$0.90 \cdot 10^{-3}$	$1.60 \cdot 10^{-3}$	$28 \cdot 10^3$

Υποστυλώματα	K_x $(12 \cdot \frac{E_c \cdot I_y}{h^3})$	K_y $(12 \cdot \frac{E_c \cdot I_x}{h^3})$
K1	11.20	19.90
K2	19.90	11.20
K3	11.20	19.90
K4	19.90	11.20

Άσκηση

Δίνεται τμήμα κάτοψης διώροφης κατοικίας στο Ηράκλειο της Κρήτης.

Δεδομένα :

Για την πλάκα Π_1 : $h_f = 17 \text{ cm}$

Δ 25/55

K 50/50

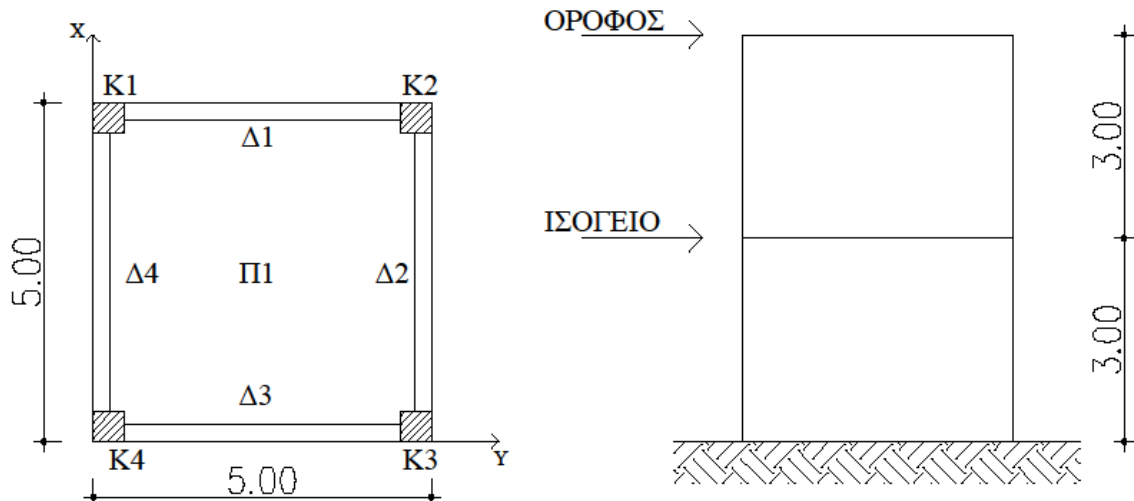
$A = 0.24 \cdot g$

Περιοχή περιβάλλοντος Π

$E = 28 \text{ GPa} = 28000 \text{ MPa}$

$H = 3.00 \text{ m}$

$K_1 = K_2 = K_3 = K_4$



Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης του κτιρίου, να γίνει η κατανομή της τέμνουσας στους ορόφους και τέλος να βρεθεί η τέμνουσα βάσης για κάθε όροφο.

Λύση

1. Αξονικά μήκη

$$\text{Πλάκα } \Pi_1 : l_x = l_y = 5.00 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 4.75 \text{ m}$$

Για τα δοκάρια ισχύει $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4 = l_\Delta$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και τις ίδιες πλάκες.

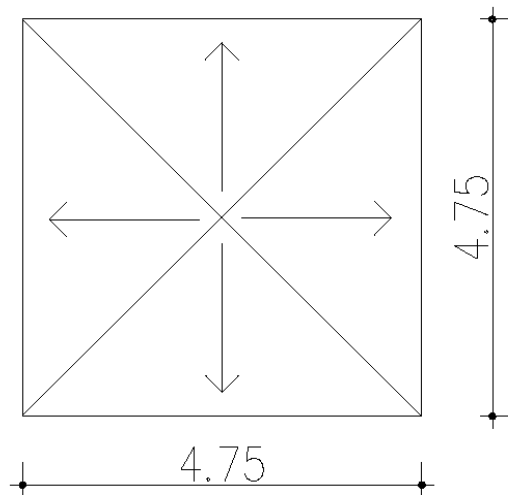
$$\text{Άρα } l_\Delta = 5.00 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.50 \text{ m}$$

2. Φορτία πλακών

Το φορτίο της πλάκας του ορόφου είναι ίσο με το φορτίο της πλάκας του ισογείου.

$$g = \text{ίδιο βάρος της πλάκας} + \text{δάπεδο}$$
$$\text{Επομένως } g = 0.17 \cdot 25 + 1 = 5.25 \text{ KN/m}^2$$
$$q = 2.00 \text{ KN/m}^2$$

3. Φορτία δοκαριών ορόφου



$$E_{\text{τριγώνου}} = \frac{1}{2} * \beta * \nu = \frac{1}{2} * 4.75 * \frac{4.75}{2} = 5.64 \text{ m}^2$$

Ισχύει ότι $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και επιβαρύνονται από πλάκες με τις ίδιες ιδιότητες.

- $\frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 5.25}{4.75} = 6.24 \text{ KN/m}$
- $I.B. = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{ολ}} = 6.23 + 3.44 = 9.67 \text{ KN / m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = \frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 2.00}{4.75} = 2.37 \text{ KN / m}$$

4. Υποστυλώματα ορόφου

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : \frac{G \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{G \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} + \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} = 43.52 \text{ KN/m}$$

$$I.B. = 25 \cdot 0.5 \cdot 0.5 \cdot 3 = 18.75 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 43.52 + 18.75 = 62.26 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{Q \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} + \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$m_{\text{ορόφου}} = \frac{\beta_{\text{ορόφου}}}{g} = \frac{4 \cdot 62.26 + 0.3 \cdot 4 \cdot 10.67}{g} = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

5. Δοκάρια ισογείου

$$\text{Ισχύει } \Delta 1 = \Delta 2 = \Delta 3 = \Delta 4$$

Μόνιμο φορτίο :

$$I.B. = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία} = 3.60 \cdot 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Πλάκα} = 6.25 \text{ KN / m}$$

$$\text{Επομένως } G_{\text{ολικό}} = 3.44 + 10.80 + 6.25 = 20.49 \text{ KN / m}$$

Κινητό φορτίο :

$$\text{Από πλάκα } 2.37 \text{ KN / m}$$

$$\text{Επομένως } Q_{\text{ολικό}} = 2.37 \text{ KN / m}$$

6. Υποστυλώματα ισογείου

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Τα υποστυλώματα του ισογείου «σηκώνουν» τα φορτία μόνιμα και κινητά των υποστυλωμάτων του ορόφου.

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : 4.50 \cdot \left(\frac{G_{\text{ισογείου}}^{\Delta 1}}{2} + \frac{G_{\text{ισογείου}}^{\Delta 4}}{2} \right) = 4.50 \cdot \left(\frac{20.49}{2} + \frac{20.49}{2} \right) = 92.21$$

KN/m

$$I.B. = 25.00 \cdot 0.50^2 \cdot 3.00 = 18.75 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 62.26 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ισογείου}} = 92.21 + 18.75 + 62.26 = 173.23 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q_{\Delta 1}}{2} * 4.50 + \frac{Q_{\Delta 4}}{2} * 4.50 = \frac{2.37}{2} * 4.50 + \frac{2.37}{2} * 4.50 = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{Ορόφου}}^{\text{Ολικό}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{Ολικό}}^{\text{Ισογείου}} = 10.67 + 10.67 = 21.34 \text{ KN/m}$$

Άρα η συνολική μάζα της κατασκευής θα είναι :

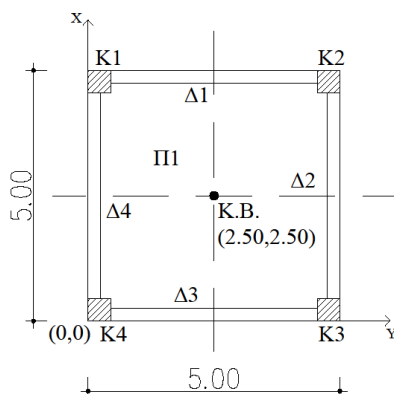
$$M_{\text{ολική}} = \frac{B_{\text{ολικό}}}{g} = \frac{4 * 173.23 + 0.3 * 4 * 21.34}{g} = \frac{719}{g} \text{ Kgr}$$

με καθαρή μάζα του ορόφου, όπως προέκυψε, $\frac{262}{g}$ Kgr και καθαρή μάζα του ισογείου

$$\frac{719}{g} - \frac{262}{g} = \frac{457}{g} \text{ Kgr} .$$

Να υπολογιστεί το κέντρο βάρους, το κέντρο ελαστικής στροφής καθώς και η εκκεντρότητα του ορόφου.

Λύση



Σύμφωνα με το παραπάνω ερώτημα γνωρίζουμε τα εξής:

- Φορτία ορόφου : $G = 43.51 \text{ KN/m}$
 $Q = 10.67 \text{ KN/m}$
- Φορτία ισογείου : $G = 173.23 \text{ KN/m}$
 $Q = 21.33 \text{ KN/m}$

Εύρεση κέντρου βάρους

Υποστυλώματα	x_i	y_i	P_i	$x_i * P_i$	$y_i * P_i$
K1	0.25	4.75	46.71	11.68	221.88
K2	4.75	4.75	46.71	221.88	221.88
K3	0.25	0.25	46.71	11.68	11.68
K4	4.75	0.25	46.71	221.88	11.68
Σύνολο	-	-	186.84	467.12	467.12

Λόγω συμμετρίας των υποστυλωμάτων γνωρίζουμε ότι $P1 = P2 = P3 = P4$

Άρα $P1 = P2 = P3 = P4 = 43.51 + 0.30 * 10.64 = 46.71$ KN

Συνεπώς

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n x_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{m}$$

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{m}$$

Εύρεση κέντρου ελαστικής στροφής

$$I_x = I_y = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.50^4}{12} = 0.005 \text{ m}^4$$

Εξαιτίας του γεγονότος ότι τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικής μορφής και ίδιας διάστασης τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά διεύθυνση y η ροπή αδράνειας είναι ίδια στις δύο διευθύνσεις και ισούται με $I = 0.005 \text{ m}^4$. Επομένως ο δείκτης ακαμψίας τόσο και στις δύο διευθύνσεις είναι ίδιος για όλα τα υποστυλώματα.

$$\text{Άρα } K_x = K_y = 12 * \frac{E_c * I}{H^3} = 12 * \frac{28000 * 5.20 * 13^{-3}}{3^3} = 64.71 \text{ MN/m}$$

Υποστυλώματα	x_i	y_i	$K_i x$	$K_i y$	$x_i K_i x$	$y_i K_i y$
K1	0.25	4.75	64.71	64.71	16.18	307.38
K2	4.75	4.75	64.71	64.71	307.38	307.38
K3	0.25	0.25	64.71	64.71	16.18	16.18
K4	4.75	0.25	64.71	64.71	307.38	16.18
Σύνολο	-	-	258.84	258.84	647.11	647.11

$$x_\varepsilon = \frac{\sum x_i K_i y}{\sum K_i y} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

$$y_\varepsilon = \frac{\sum y_i K_i x}{\sum K_i x} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

Εύρεση εκκεντρότητας

$$l_x = |x_G - x_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

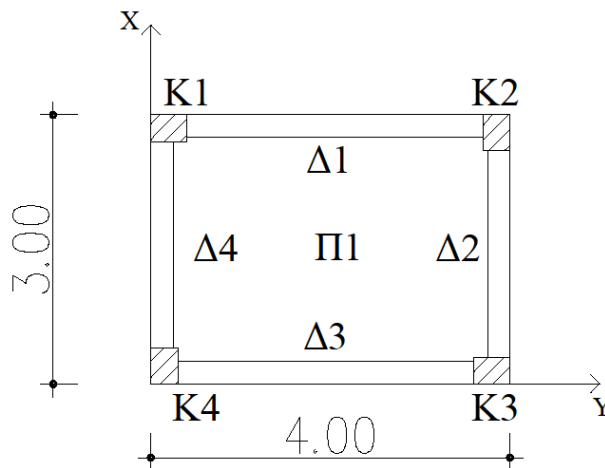
$$l_y = |y_G - y_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

$$e = \sqrt{l_x^2 + l_y^2} = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0 \leq 0.50 \text{ m}$$

Επομένως τόσο οι διαστάσεις όσο και η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων είναι σωστές και συνεχίζεται η επίλυση.

Άσκηση

Στην παρακάτω κάτοψη να υπολογιστεί το κέντρο ελαστικής στροφής.



Δεδομένα :

$$K1 = K3 = 40/30$$

$$K_{x(1-3)} = 19.90$$

$$K_{y(1-3)} = 11.20$$

$$K2 = K4 = 30/40$$

$$K_{x(2-4)} = 11.20$$

$$K_{y(2-4)} = 19.90$$

Λύση

Υποστυλώματα	x_i	y_i	$K_i x$	$K_i y$	$x_i K_i y$	$y_i K_i x$
K1	0.15	0.20	11.20	19.90	2.99	2.24
K2	0.20	2.85	19.90	11.20	2.24	56.72
K3	3.85	2.80	11.20	19.90	76.62	31.36
K4	3.80	0.15	19.90	11.20	42.56	2.99
Σύνολο	-	-	62.20	62.20	124.40	93.31

$$x_\varepsilon = \frac{\sum x_i K_i y}{\sum K_i y} = \frac{124.40}{62.20} = 2.00 \text{ m}$$

$$y_\varepsilon = \frac{\sum y_i K_i x}{\sum K_i x} = \frac{93.31}{62.20} = 1.50 \text{ m}$$

Όπως προκύπτει από τα παραπάνω το κέντρο ελαστικής στροφής ταυτίζεται με το κέντρο της κάτοψης επομένως συμπίπτει με το κέντρο βάρους και μπορούμε να συνεχίσουμε την επίλυση.

Κατανομή τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

Αρχικά υπολογίζουμε την τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου. Η δύναμη που παίρνει κάθε υποστύλωμα εξαιτίας του σεισμού δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις :

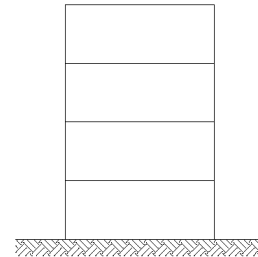
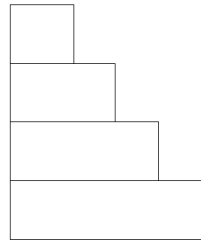
$$V_{ix}^E = V_o \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}}$$

$$V_{iy}^E = V_o \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}}$$

οπότε

$$V_E^x = V_{ix}^E + y_2 * V_{ix}^E$$

$$V_E^y = V_{iy}^E + y_2 * V_{iy}^E$$



Η τελική δύναμη εξαιτίας του σεισμού επειδή το φαινόμενο του σεισμού πρέπει να συνδυαστεί στη διεύθυνση x και στη διεύθυνση y. Επομένως η τελική δύναμη εξαιτίας του σεισμού για κάθε υποστύλωμα είναι : V_E^x και V_E^y .

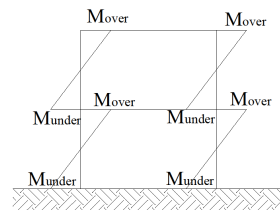
Η ροπή που παίρνει κάθε υποστύλωμα εξαιτίας της δύναμης του σεισμού

κατά τη διεύθυνση x είναι : $M_E^{over} = V_E^x * \frac{H}{2}$

$$M_E^{under} = V_E^x * \frac{H}{2}$$

κατά τη διεύθυνση y είναι : $M_E^{over} = V_E^y * \frac{H}{2}$

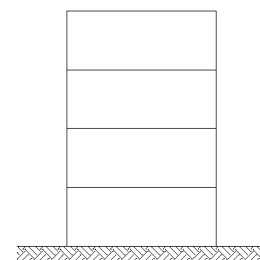
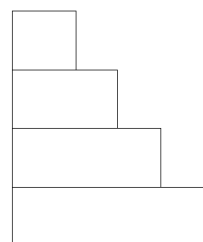
$$M_E^{under} = V_E^y * \frac{H}{2}$$



Σύμφωνα με τον EC8

Αρχικά υπολογίζουμε την τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου. Η δύναμη που παίρνει κάθε υποστύλωμα εξαιτίας του σεισμού δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις :

$$F_{ix}^E = F_o \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}}$$



$$F_{iy}^E = F_o \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}}$$

οπότε

$$F_E^x = F_{ix}^E + \gamma_2 * F_{ix}^E$$

$$F_E^y = F_{iy}^E + \gamma_2 * F_{iy}^E$$

Η τελική δύναμη εξαιτίας του σεισμού επειδή το φαινόμενο του σεισμού πρέπει να συνδυαστεί στη διεύθυνση x και στη διεύθυνση y. Επομένως η τελική δύναμη εξαιτίας του σεισμού για κάθε υποστύλωμα είναι : F_E^x και F_E^y .

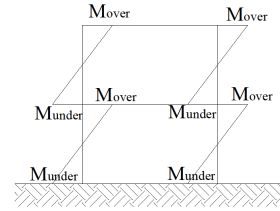
Η ροπή που παίρνει κάθε υποστύλωμα εξαιτίας της δύναμης του σεισμού

κατά τη διεύθυνση x είναι : $M_E^{over} = F_E^x * \frac{H}{2}$

$$M_E^{under} = F_E^x * \frac{H}{2}$$

κατά τη διεύθυνση y είναι : $M_E^{over} = F_E^y * \frac{H}{2}$

$$M_E^{under} = F_E^y * \frac{H}{2}$$



Άσκηση

Δίνεται τμήμα κάτοψης διώροφης κατοικίας στο Ηράκλειο της Κρήτης.

Δεδομένα :

Για την πλάκα Π_1 : $h_f = 17 \text{ cm}$

Δ 25/55

K 50/50

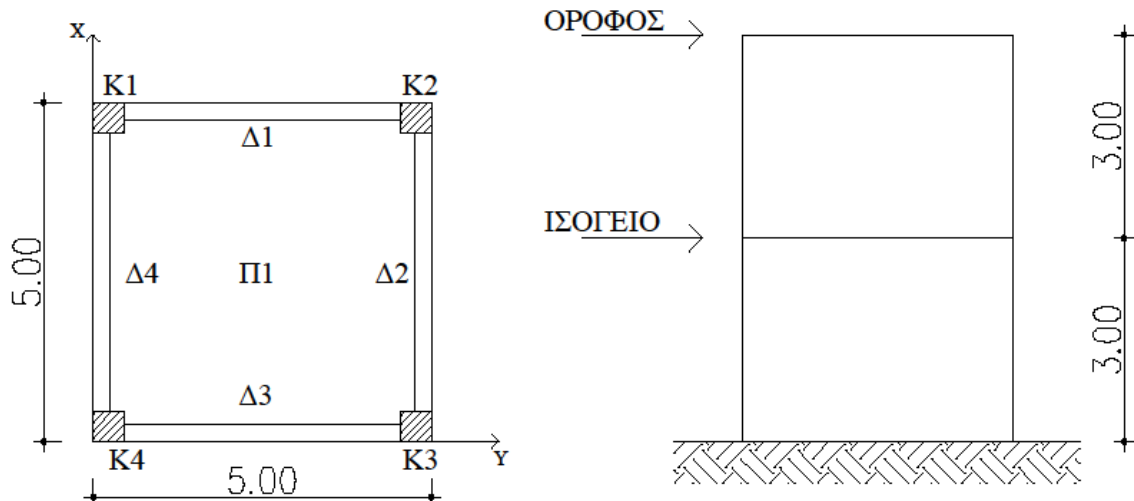
$A = 0.24 \cdot g$

Περιοχή περιβάλλοντος Π

$E = 28 \text{ GPa} = 28000 \text{ MPa}$

$H = 3.00 \text{ m}$

$K_1 = K_2 = K_3 = K_4$



Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης του κτιρίου, να γίνει η κατανομή της τέμνουσας στους ορόφους και τέλος να βρεθεί η τέμνουσα βάσης για κάθε όροφο.

Λύση

1. Αξονικά μήκη

$$\text{Πλάκα } \Pi_1 : l_x = l_y = 5.00 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 4.75 \text{ m}$$

Για τα δοκάρια ισχύει $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4 = l_\Delta$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και τις ίδιες πλάκες.

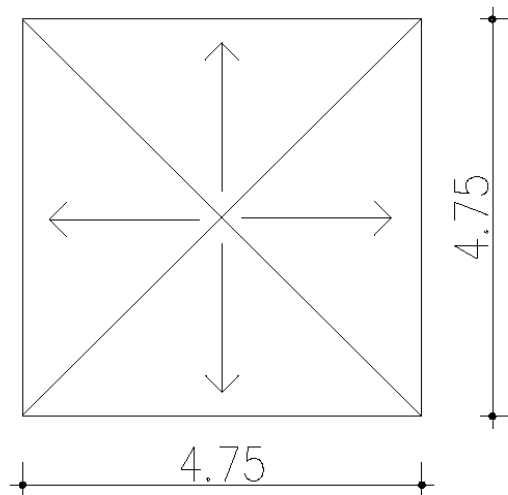
$$\text{Άρα } l_\Delta = 5.00 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.50 \text{ m}$$

2. Φορτία πλακών

Το φορτίο της πλάκας του ορόφου είναι ίσο με το φορτίο της πλάκας του ισογείου.

$$g = \text{ίδιο βάρος της πλάκας} + \text{δάπεδο}$$
$$\text{Επομένως } g = 0.17 \cdot 25 + 1 = 5.25 \text{ KN/m}^2$$
$$q = 2.00 \text{ KN/m}^2$$

3. Φορτία δοκαριών ορόφου



$$E_{\text{τριγώνου}} = \frac{1}{2} * \beta * \nu = \frac{1}{2} * 4.75 * \frac{4.75}{2} = 5.64 \text{ m}^2$$

Ισχύει ότι $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και επιβαρύνονται από πλάκες με τις ίδιες ιδιότητες.

- $\frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 5.25}{4.75} = 6.24 \text{ KN/m}$
- $I.B. = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{ολ}} = 6.23 + 3.44 = 9.67 \text{ KN / m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = \frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 2.00}{4.75} = 2.37 \text{ KN / m}$$

4. Υποστυλώματα ορόφου

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : \frac{G \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{G \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} + \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} = 43.52 \text{ KN/m}$$

$$I.B. = 25 \cdot 0.5 \cdot 0.5 \cdot 3 = 18.75 \text{ KN}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 43.52 + 18.75 = 62.26 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{Q \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} + \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$m_{\text{ορόφου}} = \frac{\beta_{\text{ορόφου}}}{g} = \frac{4 \cdot 62.26 + 0.3 \cdot 4 \cdot 10.67}{g} = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

5. Δοκάρια ισογείου

Ισχύει $\Delta 1 = \Delta 2 = \Delta 3 = \Delta 4$

Μόνιμο φορτίο :

$$I.B. = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία} = 3.60 \cdot 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Πλάκα} = 6.25 \text{ KN / m}$$

$$\text{Επομένως } G_{\text{ολικό}} = 3.44 + 10.80 + 6.25 = 20.49 \text{ KN / m}$$

Κινητό φορτίο :

Από πλάκα 2.37 KN / m

$$\text{Επομένως } Q_{\text{ολικό}} = 2.37 \text{ KN / m}$$

6. Υποστυλώματα ισογείου

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Τα υποστυλώματα του ισογείου «σηκώνουν» τα φορτία μόνιμα και κινητά των υποστυλωμάτων του ορόφου.

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : 4.50 \cdot \left(\frac{G_{\text{ισογείου}}^{\Delta 1}}{2} + \frac{G_{\text{ισογείου}}^{\Delta 4}}{2} \right) = 4.50 \cdot \left(\frac{20.49}{2} + \frac{20.49}{2} \right) = 92.21$$

KN/m

$$I.B. = 25.00 \cdot 0.50^2 \cdot 3.00 = 18.75 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 62.26 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ισογείου}} = 92.21 + 18.75 + 62.26 = 173.23 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q_{\Delta 1}}{2} * 4.50 + \frac{Q_{\Delta 4}}{2} * 4.50 = \frac{2.37}{2} * 4.50 + \frac{2.37}{2} * 4.50 = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{Ολόφου}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{Ολόφου}}^{\text{ισογείου}} = 10.67 + 10.67 = 21.34 \text{ KN/m}$$

Άρα η συνολική μάζα της κατασκευής θα είναι :

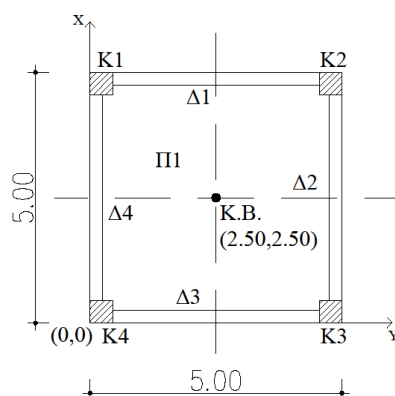
$$M_{\text{ολική}} = \frac{B_{\text{ολικό}}}{g} = \frac{4 * 173.23 + 0.3 * 4 * 21.34}{g} = \frac{719}{g} \text{ Kgr}$$

με καθαρή μάζα του ορόφου, όπως προέκυψε, $\frac{262}{g}$ Kgr και καθαρή μάζα του ισογείου

$$\frac{719}{g} - \frac{262}{g} = \frac{457}{g} \text{ Kgr} .$$

Να υπολογιστεί το κέντρο βάρους, το κέντρο ελαστικής στροφής καθώς και η εκκεντρότητα του ορόφου.

Λύση



Σύμφωνα με το παραπάνω ερώτημα γνωρίζουμε τα εξής:

- Φορτία ορόφου : $G = 43.51 \text{ KN/m}$
 $Q = 10.67 \text{ KN/m}$
- Φορτία ισογείου : $G = 173.23 \text{ KN/m}$
 $Q = 21.33 \text{ KN/m}$

Εύρεση κέντρου βάρους

Υποστυλώματα	x_i	y_i	P_i	$x_i * P_i$	$y_i * P_i$
K1	0.25	4.75	46.71	11.68	221.88
K2	4.75	4.75	46.71	221.88	221.88
K3	0.25	0.25	46.71	11.68	11.68
K4	4.75	0.25	46.71	221.88	11.68
Σύνολο	-	-	186.84	467.12	467.12

Λόγω συμμετρίας των υποστυλωμάτων γνωρίζουμε ότι $P_1 = P_2 = P_3 = P_4$

Άρα $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 43.51 + 0.30 \cdot 10.64 = 46.71 \text{ KN}$

Συνεπώς

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n x_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{ m}$$

Εύρεση κέντρου ελαστικής στροφής

$$I_x = I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.50^4}{12} = 0.005 \text{ m}^4$$

Εξαιτίας του γεγονότος ότι τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικής μορφής και ίδιας διάστασης τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά διεύθυνση y η ροπή αδράνειας είναι ίδια στις δύο διευθύνσεις και ισούται με $I = 0.005 \text{ m}^4$. Επομένως ο δείκτης ακαμψίας τόσο και στις δύο διευθύνσεις είναι ίδιος για όλα τα υποστυλώματα.

$$\text{Άρα } K_x = K_y = 12 \cdot \frac{E_c \cdot I}{H^3} = 12 \cdot \frac{28000 \cdot 5.20 \cdot 13^{-3}}{3^3} = 64.71 \text{ MN/m}$$

Υποστυλώματα	x_i	y_i	$K_i x$	$K_i y$	$x_i K_i x$	$y_i K_i y$
K1	0.25	4.75	64.71	64.71	16.18	307.38
K2	4.75	4.75	64.71	64.71	307.38	307.38
K3	0.25	0.25	64.71	64.71	16.18	16.18
K4	4.75	0.25	64.71	64.71	307.38	16.18
Σύνολο	-	-	258.84	258.84	647.11	647.11

$$x_\varepsilon = \frac{\sum x_i K_i y}{\sum K_i y} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

$$y_\varepsilon = \frac{\sum y_i K_i x}{\sum K_i x} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

Εύρεση εκκεντρότητας

$$l_x = |x_G - x_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

$$l_y = |y_G - y_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

$$e = \sqrt{l_x^2 + l_y^2} = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0 \leq 0.50 \text{ m}$$

Επομένως τόσο οι διαστάσεις όσο και η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων είναι σωστές και συνεχίζεται η επίλυση.

Να υπολογιστούν :

1. Η τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου
2. Κατανομή της τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα
3. Η κατανομή της σεισμικής ροπής στα υποστυλώματα
4. Το αξονικό φορτίο σχεδιασμού κάθε υποστυλώματος

Με έδαφος κατηγορίας Β.

Λύση

1. Η τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

$$T_x = 0.09 * H * L_x^{-\frac{1}{2}} * \left(\frac{H}{H+P*L_x}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{5}} = 0.24 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.09 * H * L_y^{-\frac{1}{2}} * \left(\frac{H}{H+P*L_y}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{5}} = 0.24 \text{ sec.}$$

Το έδαφος είναι κατηγορίας Β επομένως οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος σχεδιασμού προκύπτουν από τον πίνακα που παρατίθεται στο θεωρητικό μέρος πιο πάνω και είναι : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$$T_2 = 0.60 \text{ sec}$$

Λόγω του ότι η ιδιοπερίοδος κατά x και κατά y βρίσκεται εντός των τιμών T_1 και T_2 και ισχύει $T_1 < T_x$ και $T_2 < T_y$ η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού δίνεται από τις

$$\text{σχέσεις } \Phi_d(T)_x = A * \gamma * \frac{\beta_0}{q} * n = 0.24 * g * 1 * \frac{2.50}{3.50} = 0.17g$$

$$\Phi_d(T)_y = A * \gamma * \frac{\beta_0}{q} * n = 0.24 * g * 1 * \frac{2.50}{3.50} = 0.17g$$

Όπου $\Phi_d(T)_x = \Phi_d(T)_y$ διότι η ιδιοπερίοδος είναι ίδια για τις δύο διευθύνσεις και

$n = 1$ ο συντελεστής απόσβεσης για οπλισμένο σκυρόδεμα.

$$V_o^x = \text{Μάζα} \Phi d(T)_x = \frac{718.52}{g} * 0.17 * g = 122.15 \text{ KN}$$

$$V_o^y = \text{Μάζα} \Phi d(T)_y = \frac{718.52}{g} * 0.17 * g = 122.15 \text{ KN}$$

$F_i = V_o * \frac{m_i y_i}{\sum m_i y_i}$ με i από 1 έως 2 σύμφωνα με τον αριθμό ορόφων που έχουμε.

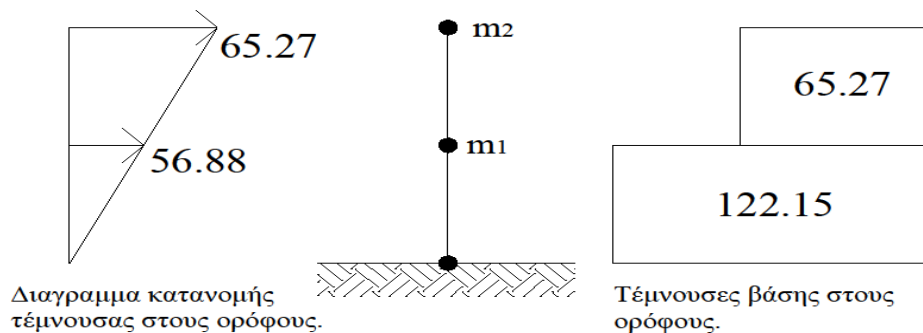
$$m_2 = \frac{262}{g}$$

$$m_1 = \frac{718.52 - 262}{g} = \frac{456.58}{g} \text{ Kgr}$$

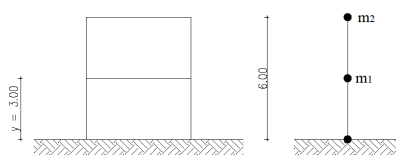
ο υπολογισμός της μάζας του ισογείου γίνεται διότι τη χρειαζόμαστε ανεξάρτητα από τη μάζα του ορόφου.

$$F_1 = V_o * \frac{m_1 y_1}{m_1 y_1 + m_2 y_2} = 122.15 * \frac{\frac{456.80}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 56.88 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_o * \frac{m_2 y_2}{m_1 y_1 + m_2 y_2} = 122.15 * \frac{\frac{262}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 65.27 \text{ KN}$$



Επομένως παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη δύναμη παρουσιάζεται στον κάτω όροφο ενώ η μεγαλύτερη κίνηση παρουσιάζεται στον επάνω όροφο.



Σύμφωνα με τον EC8

Από την εκφώνηση προκύπτει ότι το έδαφος ανήκει στην κατηγορία C → Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.

Επομένως :

$$S = 1.15$$

$$T_B(S) = 0.20 \text{ sec}$$

$$T_C(S) = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_D(S) = 2.50 \text{ sec}$$

$$T = C_t * H^{\frac{3}{4}}$$

Όπου

$C_t = 0.075$ σταθερά που προκύπτει λόγω πλαισίου σκυροδέματος.

$$\text{Συνεπώς } T = C_t * H^{\frac{3}{4}} = 0.075 * 6^{\frac{3}{4}} = 0.29 \text{ sec}$$

Άρα προκύπτει ότι $T_B \leq T \leq T_C \rightarrow 0.20 \leq 0.29 \leq 0.60$

$$\text{Επομένως } S_d(T) = a_g * S * \frac{b_0}{q} = 1 * 0.24 * g * 1.15 * \frac{2.50}{3.50} = 0.20 * g$$

Όπου

$$a_g = \gamma * a_{gR}$$

$$a_{gR} = 0.24 * g$$

$$\gamma = 1.00 \text{ (λόγω κατοικίας)}$$

$$q = 3.50 \text{ (λόγω κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει πλαίσια και τοιχώματα)}$$

$$b_0 = 2.50 \text{ σταθερά}$$

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

$$\lambda = 0.85 \text{ διότι } T \leq 2 * T_C \rightarrow 0.54 \leq 1.20$$

$$\text{Συνεπώς } F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0.20 * g * \frac{718.52}{g} * 0.85 = 122.15$$

$$F_i = F_b * \frac{S_i m_i}{\sum S_j m_j} \text{ με } i \text{ από } 1 \text{ έως } 2 \text{ σύμφωνα με τον αριθμό ορόφων που έχουμε.}$$

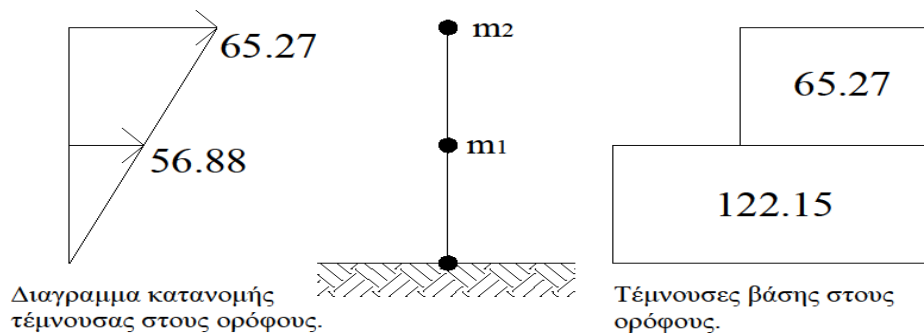
$$m_2 = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

$$m_1 = \frac{718.52 - 262}{g} = \frac{456.58}{g} \text{ Kgr}$$

ο υπολογισμός της μάζας του ισογείου γίνεται διότι τη χρειαζόμαστε ανεξάρτητα από τη μάζα του ορόφου.

$$F_1 = F_b * \frac{S_1 m_1}{S_1 m_1 + S_2 m_2} = 122.15 * \frac{\frac{456.80}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 56.88 \text{ KN}$$

$$F_2 = F_b * \frac{S_2 m_2}{S_1 m_1 + S_2 m_2} = 122.15 * \frac{\frac{262}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 65.27 \text{ KN}$$



Επομένως παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη δύναμη παρουσιάζεται στον κάτω όροφο ενώ η μεγαλύτερη κίνηση παρουσιάζεται στον επάνω όροφο.

2. Κατανομή της τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα

$$\left. \begin{aligned} \sum K_x &= 4 * 64.71 = 258.74 \text{ MN/m} \\ \sum K_y &= 4 * 64.71 = 258.74 \text{ MN/m} \end{aligned} \right\} \text{ Πολλαπλασιάζω με το 4 διότι έχω 4 υποστυλώματα.}$$

$$F_x^E = F_b \frac{K_x}{\sum K_x} = 122.15 * \frac{64.71}{258.74} = 30.54 \text{ KN}$$

$$F_y^E = F_b \frac{K_y}{\sum K_y} = 122.15 * \frac{64.71}{258.74} = 30.54 \text{ KN}$$

3. Το αξονικό φορτίο σχεδιασμού κάθε υποστυλώματος

$$F_x^E = F_{Ex} + 0.3 * F_{Ey} = 30.54 + 0.30*30.54 = 39.70 \text{ KN}$$

$$F_y^E = F_{Ey} + 0.3 * F_{Ex} = 30.54 + 0.30*30.54 = 39.70 \text{ KN}$$

4. Η κατανομή της σεισμικής ροπής στα υποστυλώματα

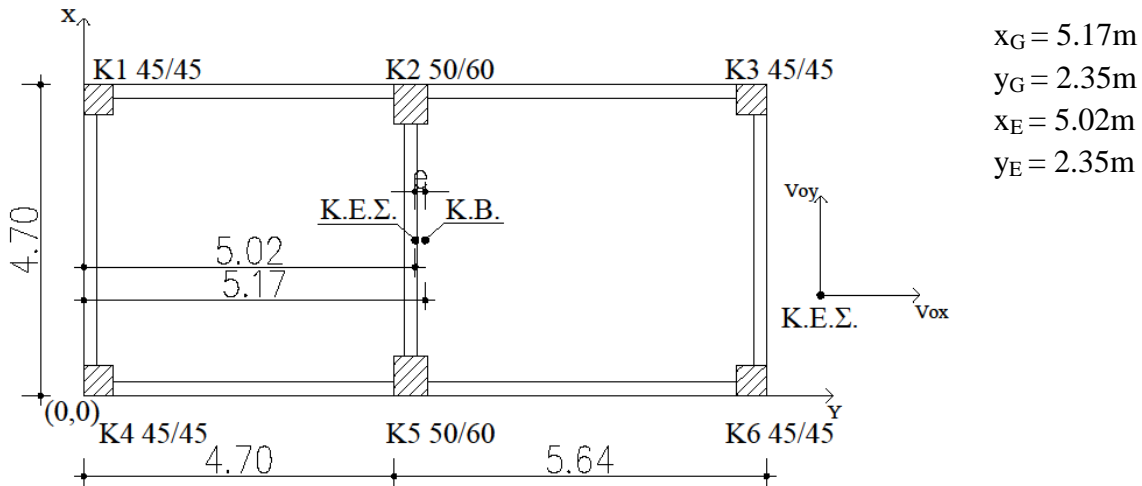
Διεύθυνση x-x :

$$M_E^{over} = M_E^{under} = F_x^E * \frac{M}{2} = 39.70 * \frac{3}{2} = 59.55 \text{ KNm}$$

Διεύθυνση y-y :

$$M_E^{over} = M_E^{under} = F_y^E * \frac{M}{2} = 39.70 * \frac{3}{2} = 59.55 \text{ KNm}$$

Ανακατανομή τέμνουσας βάσης και τυχηματική εκκεντρότητα.



$e_x = |5.17 - 5.02| = 0.15 < 0.50 \text{ m}$ συνεπώς δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή στις διαστάσεις.

$$e_y = 0$$

όταν η εκκεντρότητα κατά x ή κατά y είναι $\neq 0$ πρέπει να γίνει ανακατανομή της τέμνουσας, δηλαδή η δύναμη που παίρνει κάθε υποστύλωμα ($F_{ix}^E = F_{bx} \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}}$)

πολλαπλασιάζεται επι ένα συντελεστή α που ονομάζεται συντελεστής διόρθωσης

τέμνουσας και ισούται με $\alpha_x = 1 \pm \frac{\sum (K_{xi} e_{xy_i})}{I_x + I_y}$.

Αντίστοιχα η δύναμη που παίρνει κάθε υποστύλωμα κατά τη διεύθυνση y ισούται με $F_{iy}^E = F_{by} \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}}$.

Εάν παρουσιάζεται εκκεντρότητα κατά y τότε πρέπει να γίνει ανακατανομή της τέμνουσας και η δύναμη που παίρνει κάθε υποστύλωμα να πολλαπλασιαστεί με τον

συντελεστή $\alpha_y = 1 \pm \frac{\sum (K_{yi} e_{yx_i})}{I_x + I_y}$

Όπου I_x και I_y είναι η ροπή αδράνειας της κατασκευής η οποία δίνεται από τους τύπους

$$I_x = \sum (K_x * y_i^2) - (\sum K_x) * y_E^2$$

$$I_y = \sum (K_y * x_i^2) - (\sum K_y) * x_E^2$$

Εάν η εκκεντρότητα e κατά τη διεύθυνση x ή κατά τη διεύθυνση y δεν είναι μηδέν τότε πρέπει να προσθέσουμε στην εκκεντρότητα αυτή την τυχηματική εκκεντρότητα.

$$e_{tx} = 0.05 * I_x$$

$$e_{ty} = 0.05 * I_y$$

όπου I_x και I_y το συνολικό μήκος της κατασκευής κατά x και κατά y αντίστοιχα.

Υποστυλώματα	$\frac{K_x}{E}$	$\frac{K_y}{E}$	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	$\frac{K_{xi}}{E} * y_i^2$	$\frac{K_{yi}}{E} * x_i^2$
K1	46.00	44.33	0.225	4.475	0.05	20.03	921.18	2.24
K2	71.14	105.20	4.95	4.40	24.50	19.36	1377.27	2577.61
K3	46.00	42.90	10.115	4.475	102.31	20.03	921.18	4389.24
K4	46.00	44.33	0.225	0.225	0.05	0.05	2.33	2.24
K5	71.14	86.73	4.95	0.30	24.50	0.09	6.40	2125.10
K6	46.00	42.90	10.115	0.225	102.31	0.05	2.33	4389.24
Σύνολο	326.28	366.39	-	-	-	-	3230.69	13485.73

$$I_x = \sum(K_x * y_i^2) - (\sum K_x) * y_E^2 = 320.69 - 326.28 * 2.35^2 = 2463.93 \text{ m}^4$$

$$I_y = \sum(K_y * x_i^2) - (\sum K_y) * x_E^2 = 13485.73 - 366.39 * 5.02^2 = 11646.48 \text{ m}^4$$

Όπου

x_i και y_i η απόσταση του κέντρου βάρους κάθε υποστυλώματος από την αρχή των αξόνων.

x και y_E η απόσταση του κέντρου ελαστικής στροφής κάθε υποστυλώματος από την αρχή των αξόνων.

$\frac{K_{xi}}{E}$ και $\frac{K_{yi}}{E}$ μπορούν να ληφθούν ως K_x και K_y αντίστοιχα.

Βήμα 3

Το κέντρο ελαστικής στροφής εξαιτίας της τυχματικής εκκεντρότητας έχει μετατοπιστεί κατά τη διεύθυνση x προς τα δεξιά επομένως έχει απομακρυνθεί η δύναμη V_{oy} (τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση y) από το υποστυλώμα K1 και K4 άρα για την διόρθωση της τέμνουσας για τα υπόστυλώματα K2, K3, K5 και K6 ο συντελεστής α_y

$$\text{ισούται με } \alpha_x = 1 \pm \frac{\sum(K_{xi}e_x y_i)}{I_x + I_y}.$$

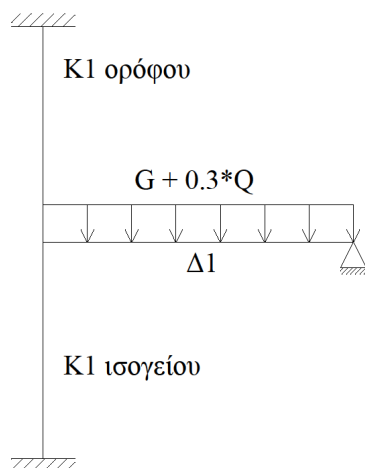
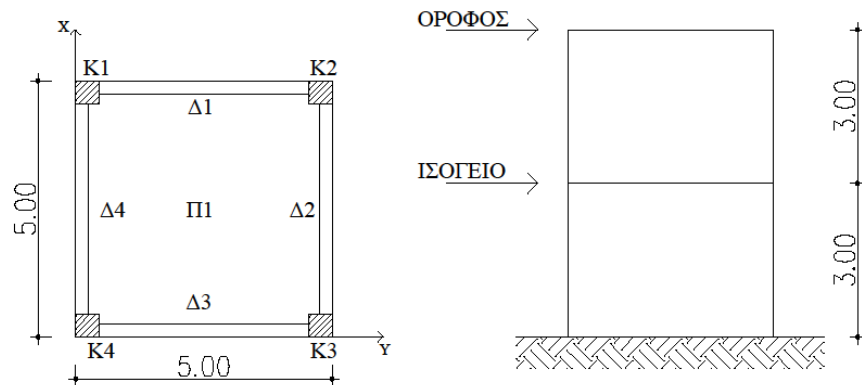
Όπου e_x η συνολική εκκεντρότητα μαζί με την τυχματική εκκεντρότητα.

Δηλαδή 0.667.

Υποστυλώματα	$\frac{K_x}{E}$	e	$y_e - y_i$	$I_x + I_y$	α_x	F_{yi}	$F_{yi} * \alpha_{xi}$
K1	46.00	0.667	4.475	14010.38	0.92	28.52	26.13
K2	71.14	0.667	4.40	14010.38	1.00	67.68	67.68
K3	46.00	0.667	4.475	14010.38	1.09	27.60	30.05
K4	46.00	0.667	0.225	14010.38	0.92	28.52	26.13
K5	71.14	0.667	0.30	14010.38	1.00	55.80	55.73
K6	46.00	0.667	0.225	14010.38	1.09	27.60	30.05

Στατική επίλυση – μοντέλα προσομείωσης υποστυλωμάτων για μόνιμα και κινητά φορτία.

Υποστώλιωμα Κ1 του ισογείου – επίλυση κατά τη διεύθυνση x.

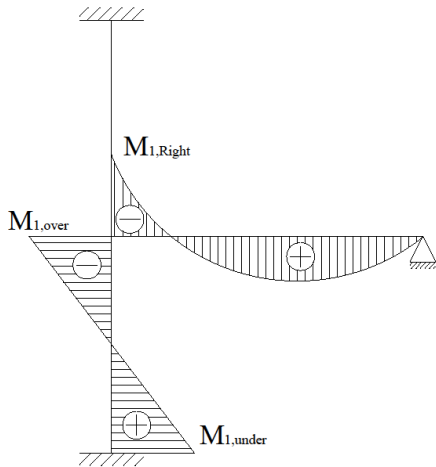


$$l_{\text{Κ1 ορόφου}} = 3.00 \text{ m}$$

$l_{\text{Κ1 ισογείου}} = 3.50 \text{ m}$ διότι υπολογίζω στο υποστώλιωμα του ισογείου και το υποστώλιωμα της θεμελίωσης το οποίο είναι 0.50 m.

$$l_{\text{δοκαριού}} = 4.70 + \frac{0.50}{2} - \frac{0.45}{2} = 4.72 \text{ m}$$

$$\Delta 1 : G + 0.30*Q = 22.23 \text{ KN/m}$$



Όπου

$$M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\text{max}} \quad \mu\epsilon \quad M_{\text{max}} = \frac{q * l^2}{2}$$

$$\varepsilon = \text{ο βαθμός πάκτωσης} = \frac{\frac{I_c^{\text{over}}}{l_c^{\text{over}} + \frac{I_c^{\text{under}}}{l_c^{\text{under}}}}{\frac{I_c^{\text{over}}}{l_c^{\text{over}} + \frac{I_c^{\text{under}}}{l_c^{\text{under}}} + \frac{I_L}{l_L}}$$

$$M_{1, \text{over}} = M_{1, \text{Right}} * \frac{\frac{I_c^{\text{under}}}{l_c^{\text{under}}}}{\frac{I_c^{\text{over}}}{l_c^{\text{over}} + \frac{I_c^{\text{under}}}{l_c^{\text{under}}}}$$

$$M_{1, \text{under}} = \frac{M_{1, \text{over}}}{2}$$

I_c^{over} η ροπή αδράνειας του υποστυλώματος K1 για τον όροφο

I_c^{under} η ροπή αδράνειας του υποστυλώματος K1 για το ισόγειο

$I_c^{\text{over}} = I_c^{\text{under}}$
 Διότι οι διαστάσεις του υποστυλώματος δεν αλλάζουν.

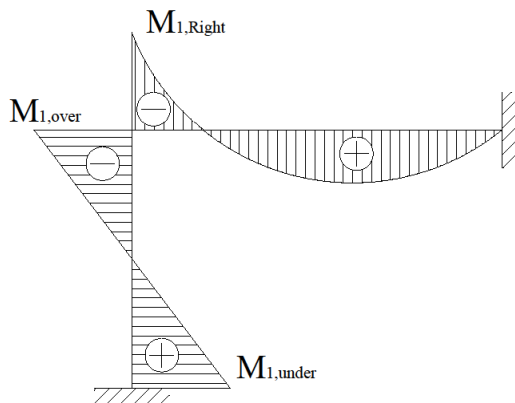
l_c^{over} το μήκος του υποστυλώματος K1 για τον όροφο = 3.00 m

l_c^{under} το μήκος του υποστυλώματος K1 για το ισόγειο = 3.50 m

$$I_L \text{ ροπή αδράνειας του δοκαριού} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 55^3}{12}$$

l_L το αξονικό μήκος του δοκαριού = 4.72 m

Μοντέλο προσομοίωσης για το υποστύλωμα K1 ορόφου



$$M_{1, \text{over}} = M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{P_{\text{δοκαριού}} * l_{\text{δοκαριού}}^2}{8}$$

Στα φορτία του δοκαριού πρέπει να τα υπολογίσουμε μια φορά με τους σεισμικούς συντελεστές.

$P_{\text{δοκαριού}} = G + 0.30 \cdot Q$ και στην ροπή $M_{1, \text{over}}$ προσθέτουμε την M^E ($M_{1, \text{over}} \pm M^E$) και μια φορά με τους στατικούς συντελεστές $P_{\text{δοκαριού}} = 1.35G + 1.50 \cdot Q$ σε αυτή την περίπτωση στη ροπή του υποστυλώματος δεν προσθέτουμε την M^E .

Τα αξονικά φορτία για το υποστύλωμα του ορόφου είναι :

$$N_{sd}^{\text{ορόφου}} = 1.35 * G_{\text{υποστυλώματος}}^{\text{ορόφου}} + 1.50 * Q_{\text{υποστυλώματος}}^{\text{ορόφου}}$$

$$N_{sd}^{\text{ισογείου}} = 1.35 * G_{\text{υποστυλώματος}}^{\text{ισογείου}} + 1.50 * Q_{\text{υποστυλώματος}}^{\text{ισογείου}}$$

Άσκηση

Δίνεται τμήμα κάτοψης διώροφης κατοικίας στο Ηράκλειο της Κρήτης.

Δεδομένα :

Για την πλάκα Π_1 : $h_f = 17 \text{ cm}$

Δ 25/55

K 50/50

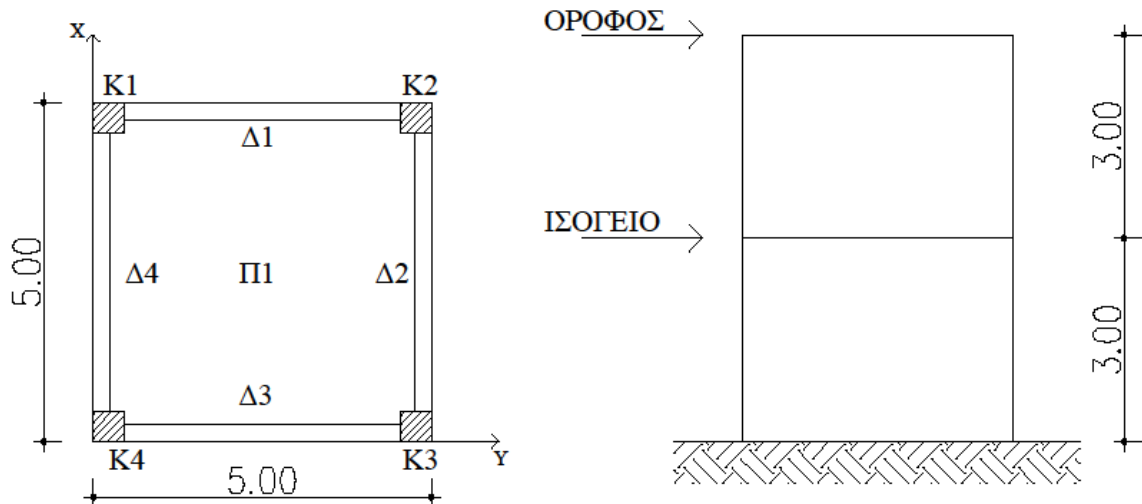
$A = 0.24 \cdot g$

Περιοχή περιβάλλοντος Π

$E = 28 \text{ GPa} = 28000 \text{ MPa}$

$H = 3.00 \text{ m}$

$K_1 = K_2 = K_3 = K_4$



Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης του κτιρίου, να γίνει η κατανομή της τέμνουσας στους ορόφους και τέλος να βρεθεί η τέμνουσα βάσης για κάθε όροφο.

Λύση

1. Αξονικά μήκη

$$\text{Πλάκα } \Pi_1 : l_x = l_y = 5.00 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 4.75 \text{ m}$$

Για τα δοκάρια ισχύει $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4 = l_\Delta$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και τις ίδιες πλάκες.

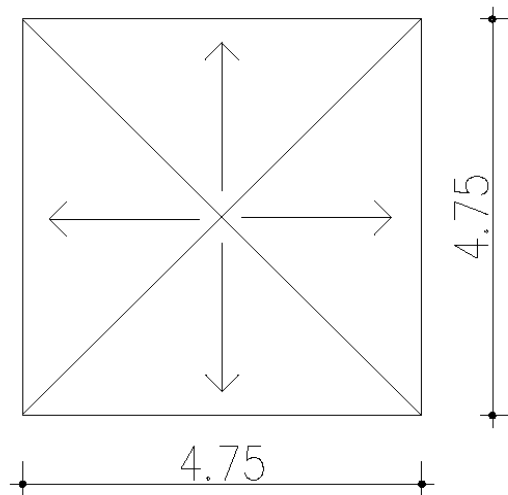
$$\text{Άρα } l_\Delta = 5.00 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.50 \text{ m}$$

2. Φορτία πλακών

Το φορτίο της πλάκας του ορόφου είναι ίσο με το φορτίο της πλάκας του ισογείου.

$$g = \text{ίδιο βάρος της πλάκας} + \text{δάπεδο}$$
$$\text{Επομένως } g = 0.17 \cdot 25 + 1 = 5.25 \text{ KN/m}^2$$
$$q = 2.00 \text{ KN/m}^2$$

3. Φορτία δοκαριών ορόφου



$$E_{\text{τριγώνου}} = \frac{1}{2} * \beta * \nu = \frac{1}{2} * 4.75 * \frac{4.75}{2} = 5.64 \text{ m}^2$$

Ισχύει ότι $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και επιβαρύνονται από πλάκες με τις ίδιες ιδιότητες.

- $\frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 5.25}{4.75} = 6.24 \text{ KN/m}$
- $I.B. = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$

$$G_{ολ} = 6.23 + 3.44 = 9.67 \text{ KN / m}$$

$$Q_{ολ} = \frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 2.00}{4.75} = 2.37 \text{ KN / m}$$

4. Υποστυλώματα ορόφου

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : \frac{G \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{G \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} + \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} = 43.52 \text{ KN}$$

$$I.B. = 25 \cdot 0.5 \cdot 0.5 \cdot 3 = 18.75 \text{ KN}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 43.52 + 18.75 = 62.26 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{Q \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} + \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$m_{\text{ορόφου}} = \frac{\beta_{\text{ορόφου}}}{g} = \frac{4 \cdot 62.26 + 0.3 \cdot 4 \cdot 10.67}{g} = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

5. Δοκάρια ισογείου

Ισχύει $\Delta 1 = \Delta 2 = \Delta 3 = \Delta 4$

Μόνιμο φορτίο :

$$I.B. = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία} = 3.60 \cdot 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Πλάκα} = 6.25 \text{ KN / m}$$

$$\text{Επομένως } G_{\text{ολικό}} = 3.44 + 10.80 + 6.25 = 20.49 \text{ KN / m}$$

Κινητό φορτίο :

Από πλάκα 2.37 KN / m

$$\text{Επομένως } Q_{\text{ολικό}} = 2.37 \text{ KN / m}$$

6. Υποστυλώματα ισογείου

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Τα υποστυλώματα του ισογείου «σηκώνουν» τα φορτία μόνιμα και κινητά των υποστυλωμάτων του ορόφου.

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : 4.50 \cdot \left(\frac{G_{\text{ισογείου}}^{\Delta 1}}{2} + \frac{G_{\text{ισογείου}}^{\Delta 4}}{2} \right) = 4.50 \cdot \left(\frac{20.49}{2} + \frac{20.49}{2} \right) = 92.21$$

KN/m

$$I.B. = 25.00 \cdot 0.50^2 \cdot 3.00 = 18.75 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 62.26 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ισογείου}} = 92.21 + 18.75 + 62.26 = 173.23 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q_{\Delta 1}}{2} * 4.50 + \frac{Q_{\Delta 4}}{2} * 4.50 = \frac{2.37}{2} * 4.50 + \frac{2.37}{2} * 4.50 = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{Ολόφου}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{Ολόφου}}^{\text{ισογείου}} = 10.67 + 10.67 = 21.34 \text{ KN/m}$$

Άρα η συνολική μάζα της κατασκευής θα είναι :

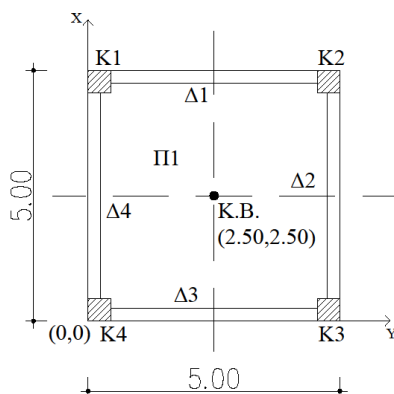
$$M_{\text{ολική}} = \frac{B_{\text{ολικό}}}{g} = \frac{4 * 173.23 + 0.3 * 4 * 21.34}{g} = \frac{719}{g} \text{ Kgr}$$

με καθαρή μάζα του ορόφου, όπως προέκυψε, $\frac{262}{g}$ Kgr και καθαρή μάζα του ισογείου

$$\frac{719}{g} - \frac{262}{g} = \frac{457}{g} \text{ Kgr} .$$

Να υπολογιστεί το κέντρο βάρους, το κέντρο ελαστικής στροφής καθώς και η εκκεντρότητα του ορόφου.

Λύση



Σύμφωνα με το παραπάνω ερώτημα γνωρίζουμε τα εξής:

- Φορτία ορόφου : $G = 43.51 \text{ KN/m}$
 $Q = 10.67 \text{ KN/m}$
- Φορτία ισογείου : $G = 173.23 \text{ KN/m}$
 $Q = 21.33 \text{ KN/m}$

Εύρεση κέντρου βάρους

Υποστυλώματα	x_i	y_i	P_i	$x_i * P_i$	$y_i * P_i$
K1	0.25	4.75	46.71	11.68	221.88
K2	4.75	4.75	46.71	221.88	221.88
K3	0.25	0.25	46.71	11.68	11.68
K4	4.75	0.25	46.71	221.88	11.68
Σύνολο	-	-	186.84	467.12	467.12

Λόγω συμμετρίας των υποστυλωμάτων γνωρίζουμε ότι $P_1 = P_2 = P_3 = P_4$

Άρα $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 43.51 + 0.30 \cdot 10.64 = 46.71 \text{ KN}$

Συνεπώς

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n x_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{ m}$$

Εύρεση κέντρου ελαστικής στροφής

$$I_x = I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.50^4}{12} = 0.005 \text{ m}^4$$

Εξαιτίας του γεγονότος ότι τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικής μορφής και ίδιας διάστασης τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά διεύθυνση y η ροπή αδράνειας είναι ίδια στις δύο διευθύνσεις και ισούται με $I = 0.005 \text{ m}^4$. Επομένως ο δείκτης ακαμψίας τόσο και στις δύο διευθύνσεις είναι ίδιος για όλα τα υποστυλώματα.

$$\text{Άρα } K_x = K_y = 12 \cdot \frac{E_c \cdot I}{H^3} = 12 \cdot \frac{28000 \cdot 5.20 \cdot 13^{-3}}{3^3} = 64.71 \text{ MN/m}$$

Υποστυλώματα	x_i	y_i	$K_{i,x}$	$K_{i,y}$	$x_i K_{i,x}$	$y_i K_{i,y}$
K1	0.25	4.75	64.71	64.71	16.18	307.38
K2	4.75	4.75	64.71	64.71	307.38	307.38
K3	0.25	0.25	64.71	64.71	16.18	16.18
K4	4.75	0.25	64.71	64.71	307.38	16.18
Σύνολο	-	-	258.84	258.84	647.11	647.11

$$x_e = \frac{\sum x_i K_{i,y}}{\sum K_{i,y}} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

$$y_e = \frac{\sum y_i K_{i,x}}{\sum K_{i,x}} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

Εύρεση εκκεντρότητας

$$l_x = |x_G - x_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

$$l_y = |y_G - y_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

$$e = \sqrt{l_x^2 + l_y^2} = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0 \leq 0.50 \text{ m}$$

Επομένως τόσο οι διαστάσεις όσο και η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων είναι σωστές και συνεχίζεται η επίλυση.

Να υπολογιστούν :

1. Η τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου
2. Κατανομή της τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα
3. Η κατανομή της σεισμικής ροπής στα υποστυλώματα
4. Το αξονικό φορτίο σχεδιασμού κάθε υποστυλώματος

Με έδαφος κατηγορίας Β.

Λύση

1. Η τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

$$T_x = 0.09 * H * L_x^{-\frac{1}{2}} * \left(\frac{H}{H+P*L_x} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{5}} = 0.24 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.09 * H * L_y^{-\frac{1}{2}} * \left(\frac{H}{H+P*L_y} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{5}} = 0.24 \text{ sec.}$$

Το έδαφος είναι κατηγορίας Β επομένως οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος σχεδιασμού προκύπτουν από τον πίνακα που παρατίθεται στο θεωρητικό μέρος πιο πάνω και είναι : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$$T_2 = 0.60 \text{ sec}$$

Λόγω του ότι η ιδιοπερίοδος κατά x και κατά y βρίσκεται εντός των τιμών T_1 και T_2 και ισχύει $T_1 < T_x$ και $T_2 < T_y$ η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού δίνεται από τις

$$\text{σχέσεις } \Phi_d(T)_x = A * \gamma * \frac{\beta_0}{q} * n = 0.24 * g * 1 * \frac{2.50}{3.50} = 0.17g$$

$$\Phi_d(T)_y = A * \gamma * \frac{\beta_0}{q} * n = 0.24 * g * 1 * \frac{2.50}{3.50} = 0.17g$$

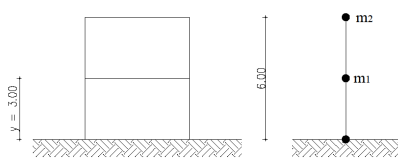
Όπου $\Phi_d(T)_x = \Phi_d(T)_y$ διότι η ιδιοπερίοδος είναι ίδια για τις δύο διευθύνσεις και $n = 1$ ο συντελεστής απόσβεσης για σπλισμένο σκυρόδεμα.

$$V_o^x = \text{Μάζα } \Phi_d(T)_x = \frac{718.52}{g} * 0.17 * g = 122.15 \text{ KN}$$

$$V_o^y = \text{Μάζα } \Phi_d(T)_y = \frac{718.52}{g} * 0.17 * g = 122.15 \text{ KN}$$

$F_i = V_o * \frac{m_i y_i}{\sum m_i y_i}$ με i από 1 έως 2 σύμφωνα με τον αριθμό ορόφων που έχουμε.

$$m_2 = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

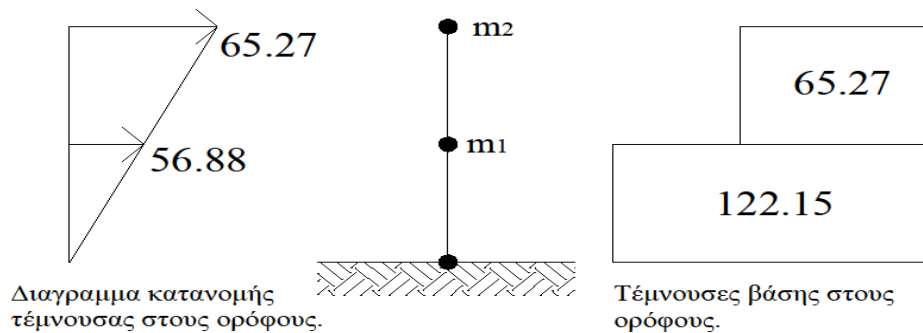


$$m_1 = \frac{718.52 - 262}{g} = \frac{456.58}{g} \text{ Kgr}$$

ο υπολογισμός της μάζας του ισογείου γίνεται διότι τη χρειαζόμαστε ανεξάρτητα από τη μάζα του ορόφου.

$$F_1 = V_0 * \frac{m_1 y_1}{m_1 y_1 + m_2 y_2} = 122.15 * \frac{\frac{456.80}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 56.88 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_0 * \frac{m_2 y_2}{m_1 y_1 + m_2 y_2} = 122.15 * \frac{\frac{262}{g} * 6}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 65.27 \text{ KN}$$



Επομένως παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη δύναμη παρουσιάζεται στον κάτω όροφο ενώ η μεγαλύτερη κίνηση παρουσιάζεται στον επάνω όροφο.

Σύμφωνα με τον EC8

Από την εκφώνηση προκύπτει ότι το έδαφος ανήκει στην κατηγορία C → Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.

Επομένως :

$$S = 1.15$$

$$T_B(S) = 0.20 \text{ sec}$$

$$T_C(S) = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_D(S) = 2.50 \text{ sec}$$

$$T = C_t * H^{\frac{3}{4}}$$

Όπου

$C_t = 0.075$ σταθερά που προκύπτει λόγω πλαισίου σκυροδέματος.

$$\text{Συνεπώς } T = C_t * H^{\frac{3}{4}} = 0.075 * 6^{\frac{3}{4}} = 0.29 \text{ sec}$$

$$\text{Άρα προκύπτει ότι } T_B \leq T \leq T_C \rightarrow 0.20 \leq 0.29 \leq 0.60$$

$$\text{Επομένως } S_d(T) = a_g * S * \frac{b_0}{q} = 1 * 0.24 * g * 1.15 * \frac{2.50}{3.50} = 0.20 * g$$

Όπου

$$a_g = \gamma * a_{gR}$$

$$a_{gR} = 0.24 * g$$

$$\gamma = 1.00 \text{ (λόγω κατοικίας)}$$

$$q = 3.50 \text{ (λόγω κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει πλαίσια και τοιχώματα)}$$

$$b_0 = 2.50 \text{ σταθερά}$$

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

$$\lambda = 0.85 \text{ διότι } T \leq 2 * T_C \rightarrow 0.54 \leq 1.20$$

$$\text{Συνεπώς } F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0.20 * g * \frac{718.52}{g} * 0.85 = 122.15 \text{ KN}$$

$$F_i = F_b * \frac{S_i m_i}{\sum S_j m_j} \text{ με } i \text{ από } 1 \text{ έως } 2 \text{ σύμφωνα με τον αριθμό ορόφων που έχουμε.}$$

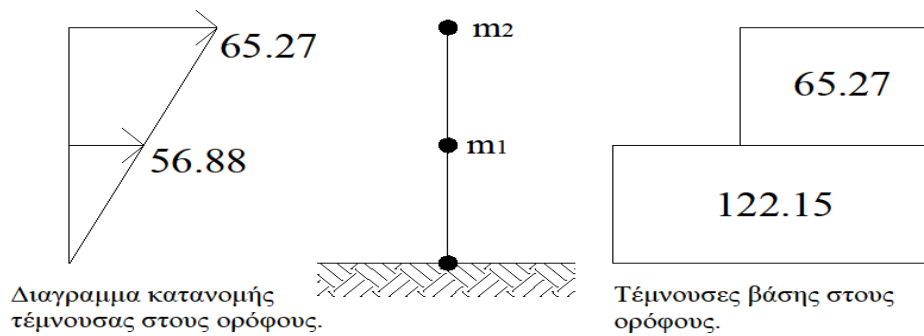
$$m_2 = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

$$m_1 = \frac{718.52 - 262}{g} = \frac{456.58}{g} \text{ Kgr}$$

ο υπολογισμός της μάζας του ισογείου γίνεται διότι τη χρειαζόμαστε ανεξάρτητα από τη μάζα του ορόφου.

$$F_1 = F_b * \frac{S_1 m_1}{S_1 m_1 + S_2 m_2} = 122.15 * \frac{\frac{456.80}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 56.88 \text{ KN}$$

$$F_2 = F_b * \frac{S_2 m_2}{S_1 m_1 + S_2 m_2} = 122.15 * \frac{\frac{262}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 65.27 \text{ KN}$$



Επομένως παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη δύναμη παρουσιάζεται στον κάτω όροφο ενώ η μεγαλύτερη κίνηση παρουσιάζεται στον επάνω όροφο.

2. Κατανομή της τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα

$$\left. \begin{aligned} \sum K_x &= 4 * 64.71 = 258.74 \text{ MN/m} \\ \sum K_y &= 4 * 64.71 = 258.74 \text{ MN/m} \end{aligned} \right\} \text{ Πολλαπλασιάζω με το 4 διότι έχω 4 υποστυλώματα.}$$

$$F_x^E = F_b \frac{K_x}{\sum K_x} = 122.15 * \frac{64.71}{258.74} = 30.54 \text{ KN}$$

$$F_y^E = F_b \frac{K_y}{\sum K_y} = 122.15 * \frac{64.71}{258.74} = 30.54 \text{ KN}$$

3. Το αξονικό φορτίο σχεδιασμού κάθε υποστυλώματος

$$F_x^E = F_{Ex} + 0.3 * F_{Ey} = 30.54 + 0.30 * 30.54 = 39.70 \text{ KN}$$

$$F_y^E = F_{Ey} + 0.3 * F_{Ex} = 30.54 + 0.30 * 30.54 = 39.70 \text{ KN}$$

4. Η κατανομή της σεισμικής ροπής στα υποστυλώματα

Διεύθυνση x-x :

$$M_E^{over} = M_E^{under} = F_x^E * \frac{M}{2} = 39.70 * \frac{3}{2} = 59.55 \text{ KNm}$$

Διεύθυνση y-y :

$$M_E^{over} = M_E^{under} = F_y^E * \frac{M}{2} = 39.70 * \frac{3}{2} = 59.55 \text{ KNm}$$

Να βρεθούν τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων K1, K2, K3 και K4

- Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

Γνωρίζουμε ότι :

$$K_x = K_y = 64.71 \text{ MN/m}$$

$$l_{\Delta}^{\alphaξονικό} = 4.50 \text{ m}$$

$$G_{\Delta 1}^{\sigmaλικό} = 20.49 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\Delta 1}^{\sigmaλικό} = 2.37 \text{ KN/m}$$

$$V_{ox} = V_{oy} = 122.15 \text{ KN}$$

$$V_x^E = V_y^E = 39.70 \text{ KN} \text{ κάθε υποστώλιωμα λόγω σεισμού}$$

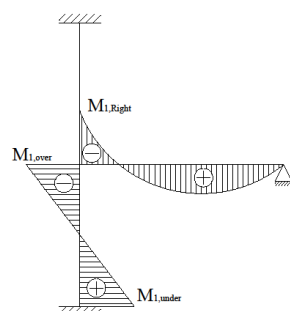
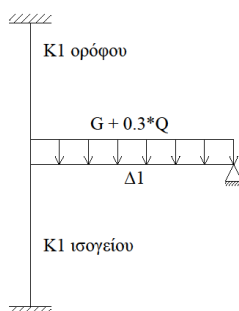
$$M_x^E = M_y^E = 59.55 \text{ KNm} \text{ κάθε υποστώλιωμα λόγω σεισμού}$$

Παρατήρηση : Το κέντρο βάρους συμπίπτει με το κέντρο ελαστικής στροφής επομένως δεν χρειάζεται διόρθωση τέμνουσας.

Λύση

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων ισογείου.

1. K1_x (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)



$$G + 0.3 * Q = 20.49 + 0.3 * 2.31 = 21.20 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\deltaοκαριού} * l_{\deltaοκαριού}^2}{8} = \frac{21.20 * 4.50^2}{8} = 53.66 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{Right}} = \epsilon * M_{\max}$$

$$I_L = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 55^3}{12} = 34661.60 \text{ cm}^4$$

$$I_c^{over} = I_c^{under} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$\varepsilon = \frac{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}}{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}} + \frac{I_L}{l_L}} = \frac{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50} + \frac{346614.60}{4.70}} = 0.82$$

όπου :

$$l_c^{over} = 3.00 \text{ m}$$

$l_c^{under} = 3.50 \text{ m}$ διότι υπολογίζω στο υποστύλωμα του ισογείου και το υποστύλωμα της θεμελίωσης το οποίο είναι 0.50 m .

$$l_L = 4.70 + \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.70 \text{ m}$$

$$\text{Άρα } M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\text{max}} = 0.82 * 53.66 = 44.00$$

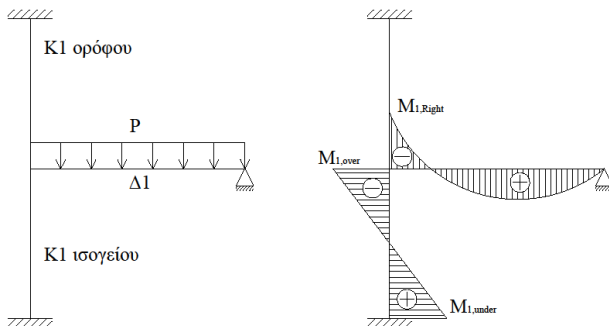
$$M_{1, \text{over}} = \frac{M_{1, \text{Right}}}{2} = M_{1, \text{Right}} * \frac{\frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}}{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}} = 44.00 * \frac{\frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}} \rightarrow$$

$$M_{1, \text{over}} = 22.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{under}} = \frac{M_{1, \text{over}}}{2} = \frac{22.00}{2} = 11.00 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή :

$$M_{1, \text{over}} \pm M_x^E = 22.00 \pm 59.55 = 82.00 \text{ KNm}$$



2. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)

$$P_{\text{max}} = 1.35 * G + 1.50 * Q =$$

$$P_{\text{max}} = 1.35 * 20.49 + 1.50 *$$

$$2.37 = 31.22 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{P_{\text{δοκαριού}} * l_{\text{δοκαριού}}^2}{8} =$$

$$= \frac{31.22 * 4.50^2}{8} = 79.03 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\text{max}} = 0.82 * 79.03 = 64.80 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{over}} = \frac{M_{1, \text{Right}}}{2} = \frac{64.80}{2} = 32.40 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{under}} = \frac{M_{1, \text{over}}}{2} = \frac{32.40}{2} = 16.20 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή : $M_{1, \text{over}} = 32.40 \text{ KNm}$.

Επομένως από τα παραπάνω προέκυψε ότι η ροπή που υπολογίστηκε με τους σεισμικούς συντελεστές είναι μεγαλύτερη από την ροπή που προέκυψε με τους στατικούς υπολογισμούς.

Έτσι για κάθε υποστύλωμα ισχύει : $M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$.

Έπειτα από την κάτοψη η οποία είναι συμμετρική και από τα υποστυλώματα τα οποία έχουν τις ίδιες διαστάσεις γνωρίζουμε ότι $M_{sd}^x = M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$.

Η τέμνουσα για το υποστύλωμα από το μοντέλο προσομοίωσης δίνεται από τον τύπο: V

$$= \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c}$$

Άρα

1. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

$$V_1 = \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c} = \frac{|22.00| + |11.00|}{3.00} = 11.00 \text{ KN}$$

$$V_{K1} = V_1 + V_x^E = 11.00 + 39.70 = 51.00 \text{ KN}$$

2. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)

$$V_2 = \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c} = \frac{|32.40| + |16.07|}{3.00} = 16.07 \text{ KN}$$

Επομένως η V_{sd} με την οποία θα οπλίσω το υποστύλωμα $K1$ είναι η μεγαλύτερη η οποία προέκυψε είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους σεισμικούς συντελεστές είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους στατικούς συντελεστές. Δηλαδή $V_{sd} = 51.00 \text{ KN}$.

$$\text{Αξονικό φορτίο : } N_{sd} = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q = 1.35 \cdot 173.23 + 1.50 \cdot 21.33 = 265.86 \text{ KN}$$

Συνεπώς τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για το υποστύλωμα $K1$ είναι :

$$M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$$

$$M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$$

$$V_{sd}^x = 51.00 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^y = 51.00 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^x = 265.86 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^y = 265.86 \text{ KN}$$

- Σύμφωνα με τον EC8

Γνωρίζουμε ότι :

$$K_x = K_y = 64.71$$

$$l_{\Delta}^{\alpha\lambda\omicron\nu\iota\kappa\acute{o}} = 4.50 \text{ m}$$

$$G_{\Delta 1}^{\omicron\lambda\iota\kappa\acute{o}} = 20.49 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\Delta 1}^{\omicron\lambda\iota\kappa\acute{o}} = 2.37 \text{ KN/m}$$

$$F_{bx} = F_{by} = 122.15 \text{ KN}$$

$$F_x^E = F_y^E = 39.70 \text{ KN} \text{ \textit{κάθε υποστύλωμα λόγω σεισμού}}$$

$$M_x^E = M_y^E = 59.55 \text{ KNm} \text{ \textit{κάθε υποστύλωμα λόγω σεισμού}}$$

Παρατήρηση : Το κέντρο βάρους συμπίπτει με το κέντρο ελαστικής στροφής επομένως δεν χρειάζεται διόρθωση τέμνουσας.

Λύση

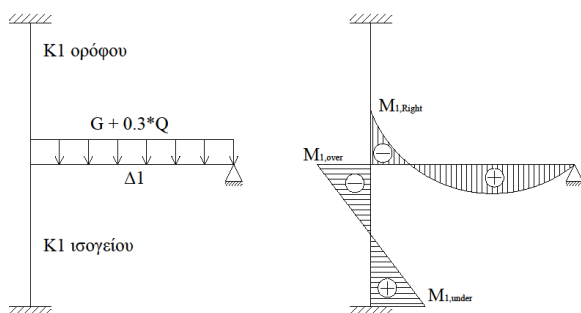
Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων ισογείου.

3. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

$$G + 0.30 * Q = 20.49 + 0.30 * 2.31 = 21.20 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\text{δοκαριού}} * l_{\text{δοκαριού}}^2}{8} = \frac{21.20 * 4.50^2}{8} = 53.66 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\max}$$



$$I_L = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 55^3}{12} = 34661.60 \text{ cm}^4$$

$$I_c^{\text{over}} = I_c^{\text{under}} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$\varepsilon = \frac{\frac{I_c^{\text{over}}}{l^{\text{over}}} + \frac{I_c^{\text{under}}}{l^{\text{under}}}}{\frac{I_c^{\text{over}}}{l^{\text{over}}} + \frac{I_c^{\text{under}}}{l^{\text{under}}} + \frac{I_L}{l_L}} =$$

$$= \frac{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50} + \frac{34661.60}{4.70}} = 0.82$$

όπου :

$$I_c^{over} = 3.00 \text{ m}$$

$I_c^{under} = 3.50 \text{ m}$ διότι υπολογίζω στο υποστύλωμα του ισογείου και το υποστύλωμα της θεμελίωσης το οποίο είναι 0.50 m.

$$I_L = 4.70 + \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.70 \text{ m}$$

$$\text{Άρα } M_{1, Right} = \varepsilon * M_{max} = 0.82 * 53.66 = 44.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, over} = \frac{M_{1, Right}}{2} = M_{1, Right} * \frac{\frac{I_c^{under}}{I_c^{over}}}{\frac{I_c^{over}}{I_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{I_c^{under}}} = 44.00 * \frac{\frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}} \rightarrow$$

$$M_{1, over} = 22.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, under} = \frac{M_{1, over}}{2} = \frac{22.00}{2} = 11.00 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή :

$$M_{1, over} \pm M_x^E = 22.00 \pm 59.55 = 82.00 \text{ KNm}$$

4. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)

$$P_{max} = 1.35 * G + 1.50 * Q = P_{max} = 1.35 * 20.49 + 1.50 * 2.37 = 31.22 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P \delta \text{δοκαριού} * l_{\delta \text{δοκαριού}}^2}{8} =$$

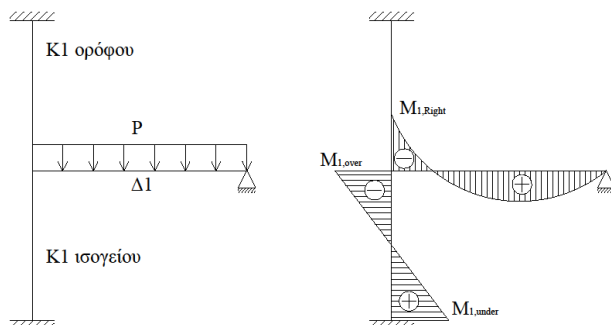
$$= \frac{31.22 * 4.50^2}{8} = 79.03 \text{ KNm}$$

$$M_{1, Right} = \varepsilon * M_{max} = 0.82 * 79.03 = 64.80 \text{ KNm}$$

$$M_{1, over} = \frac{M_{1, Right}}{2} = \frac{64.80}{2} = 32.40 \text{ KNm}$$

$$M_{1, under} = \frac{M_{1, over}}{2} = \frac{32.40}{2} = 16.20 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή : $M_{1, over} = 32.40 \text{ KNm}$.



Επομένως από τα παραπάνω προέκυψε ότι η ροπή που υπολογίστηκε με τους σεισμικούς συντελεστές είναι μεγαλύτερη από την ροπή που προέκυψε με τους στατικούς υπολογισμούς.

Έτσι για κάθε υποστύλωμα ισχύει : $M_{sd}^x = 82.00$ KNm.

Έπειτα από την κάτοψη η οποία είναι συμμετρική και από τα υποστυλώματα τα οποία έχουν τις ίδιες διαστάσεις γνωρίζουμε ότι $M_{sd}^x = M_{sd}^y = 82.00$ KNm.

Η τέμνουσα για το υποστύλωμα από το μοντέλο προσομοίωσης δίνεται από τον τύπο:

$$F = \frac{|M_1^{over}| + |M_1^{under}|}{l_c}$$

Άρα

3. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

$$F_1 = \frac{|M_1^{over}| + |M_1^{under}|}{l_c} = \frac{|22.00| + |11.00|}{3.00} = 11.00 \text{ KN}$$

$$F_{K1} = F_1 + F_x^E = 11.00 + 39.70 = 51.00 \text{ KN}$$

4. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)

$$F_2 = \frac{|M_1^{over}| + |M_1^{under}|}{l_c} = \frac{|32.40| + |16.07|}{3.00} = 16.07 \text{ KN}$$

Επομένως η F_{sd} με την οποία θα οπλίσω το υποστύλωμα K1 είναι η μεγαλύτερη η οποία προέκυψε είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους σεισμικούς συντελεστές είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους στατικούς συντελεστές. Δηλαδή $F_{sd} = 51.00$ KN.

$$\text{Αξονικό φορτίο : } N_{sd} = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q = 1.35 \cdot 173.23 + 1.50 \cdot 21.33 = 265.86 \text{ KN}$$

Συνεπώς τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για το υποστύλωμα K1 είναι :

$$M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$$

$$M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$$

$$F_{sd}^x = 51.00 \text{ KN}$$

$$F_{sd}^y = 51.00 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^x = 265.86 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^y = 265.86 \text{ KN}$$

Κατηγορίες πλαστιμότητας σύμφωνα με τον EC8

Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας ανάλογα με την ικανότητα απόδοσης ενέργειας μέσω της υστερητικής συμπεριφοράς που διαθέτουν:

- ΚΠΜ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Μεσαία)
- ΚΠΥ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή)
- ΚΠΧ (Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή)

Στην Ελλάδα δεν επιτρέπεται η κατασκευή κτιρίων κατηγορίας πλαστιμότητας Χ (χαμηλή πλαστιμότητα), τα οποία δεν διαθέτουν ικανότητα πλαστικής συμπεριφοράς και διαστασιολογούνται μόνον σύμφωνα με τις διατάξεις του EC2.

Η αυξημένη πλαστιμότητα που διαθέτουν τα κτίρια που σχεδιάζονται για ΚΠΥ (διαστασιολογούνται για μεγαλύτερο q), έναντι αυτών που σχεδιάζονται για ΚΠΜ, εξασφαλίζεται από το γεγονός ότι, σε αυτή την περίπτωση, εφαρμόζονται περισσότεροι και αυστηρότεροι έλεγχοι και διατάξεις.

Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠ)	ΚΠΧ (Χαμηλή) & δευτερεύοντα στοιχεία	ΚΠΜ (Μέση)	ΚΠΥ (Υψηλή)
Σκυρόδεμα	-	$\geq 16/20$	$\geq 16/20$
Κατηγορία χάλυβα	B ή C	B ή C	Μόνο C
Διαμήκεις ράβδοι	-	Με νευρώσεις	Με νευρώσεις
Υπεραντοχή χάλυβα	-	-	$f_{yk,0.95} \leq 1.25 * f_{yk}$

Υποστυλώματα

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

Γεωμετρικοί περιορισμοί σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

- i. Ελάχιστη πλευρά υποστυλώματος 25 cm
- ii. Γωνιακό υποστύλωμα
 - a. Ελάχιστο μήκος πλευράς 35 cm
 - b. Ελάχιστο πλάτος 20 cm
- iii. Δεν επιτρέπεται η τοποθέτηση σωληνών μέσα στα υποστυλώματα
- iv. Πρέπει να ικανοποιείται πάντοτε η συνθήκη $V_d = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \leq 0.65$

Όπου :

$A_c = b \cdot h$ (π.χ. αν έχουμε ένα υποστύλωμα Κ40/60 τότε $A_c = 0.40 \cdot 0.60$)

$N_{sd} = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$

$$f_{sd} = \frac{f_{ck}}{1.50}$$

$f_{sd} \rightarrow$ αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$f_{yk} \rightarrow$ τιμή διαρροής του χάλυβα

$$f_{yd} \rightarrow \frac{f_{yk}}{1.15}$$

2. Διαμήκης οπλισμός υποστυλωμάτων

- i. Ελάχιστη διάμετρος $\Phi 14$
- ii. Επιτρέπεται η χρήση δύο το πολύ διαμέτρων σε κάθε υποστύλωμα αρκεί να ισχύει $\Phi_L^{min} \geq \Phi_L^{max}$
- iii. Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού σε κάθε παρειά του υποστυλώματος $4\% \cdot b \cdot d$

Όπου :

$$d = \text{στατικό ύψος} = h - c - \frac{\Phi}{2}$$

$c =$ επικάλυψη

η επικάλυψη στα υποστυλώματα είναι 5 mm μεγαλύτερη από εκείνη των πλακών.

- iv. Συνολικός ελάχιστος διαμήκης οπλισμός σε ποσοστό είναι 1%. Δηλαδή στο σύνολο του υποστυλώματος ο οπλισμός πρέπει να είναι τουλάχιστον $A_s^{min} = 0.01 \cdot b \cdot h$.
- v. Η απόσταση μεταξύ δύο σιδηρών διαμήκη οπλισμού πρέπει να είναι μικρότερη των 200 mm.
- vi. Ελάχιστος αριθμός σιδηρών σε ορθογωνικό υποστύλωμα είναι 4 ενώ σε κυκλικό υποστύλωμα είναι 6. Εξαιρέση για τη διάταξη 5 είναι όταν έχω τετραγωνικό υποστύλωμα διαστάσεων 30/30 όπου μπορώ να τοποθετήσω 4Φ14.

3. Συνδετήρες

- i. Η ελάχιστη διάμετρος του συνδετήρα είναι $\Phi_w \geq \Phi 8$

- ii. Η διάμετρος Φ_w πρέπει να είναι $\geq \frac{1}{4} * \Phi_{L,max}$
- iii. Πρέπει να τοποθετούνται όσο το δυνατόν περισσότεροι συνδετήρες ούτως ώστε κάθε σίδηρο διαμήκη οπλισμού να βρίσκεται στη γωνία κάθε συνδετήρα.
- iv. Οι συνδετήρες πρέπει να κλείνουν από διαφορετική μεριά και το μήκος του αγκίστρου να είναι τουλάχιστον $10\Phi_w$
- v. Η απόσταση από την αρχή και το τέλος κάθε υποστυλώματος θεωρείται κρίσιμη.

$$\text{Όπου } l_{\text{κρίσιμο}} = \max \begin{cases} \text{Μέγιστο πλάτος υποστυλώματος} \\ \frac{H}{5} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

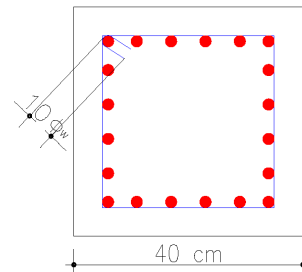
Θεωρούμε όλο το μήκος του υποστυλώματος κρίσιμο όταν :

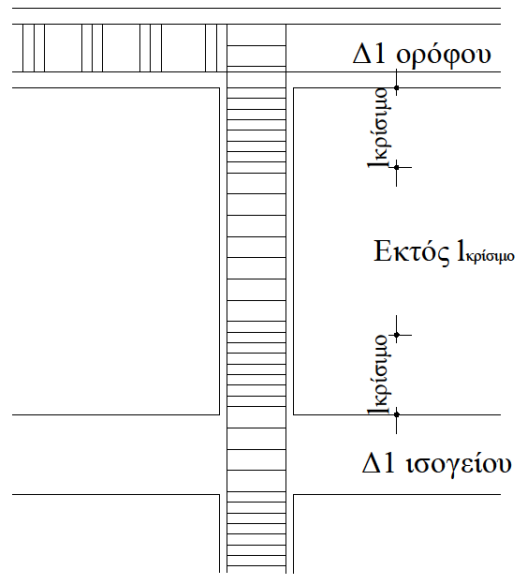
- a. Υπάρχουν ανοίγματα (παράθυρα, πόρτες) κοντά στα υποστυλώματα
 - b. Στα υποστυλώματα πλωτής (όλο το μήκος κρίσιμο)
 - c. Όταν η ακαμψία αριστερά και δεξιά του υποστυλώματος αλλάζει (π.χ. εάν από τη μια μεριά του υποστυλώματος έχουμε τζαμαρία ενώ από την άλλη έχουμε τοίχο)
- vi. Οι συνδετήρες των υποστυλωμάτων υπάρχουνε στο κόμβο δοκαρι-υποστυλώμα ενώ οι συνδετήρες των δοκαριών ξεκινάνε 5 cm μετά τον κόμβο. Επιπλέον όταν για κάποιο λόγο έχουμε κοντό υποστυλώμα τότε πρέπει οι συνδετήρες να μπαίνουν παντού πιο πυκνά.
 - vii. Κατασκευαστικές διατάξεις για την απόσταση μεταξύ συνδετήρων:
 - a. Εκτός $l_{\text{κρίσιμο}}$

$$S_{\max} = \min \begin{cases} 12\Phi_{L,min} \\ b_{\min} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Εντός $l_{\text{κρίσιμο}}$

$$S_{\max} = \min \begin{cases} 8\Phi_{L,min} \\ \frac{1}{2} * b_{\min} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$





Σύμφωνα με τον EC8

1. Γεωμετρικοί περιορισμοί σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.
 - i. Ελάχιστη πλευρά υποστύλωματος 25 cm ή εάν $\theta > 0.10$ τότε το υποστύλωμα όχι λιγότερο από το 1/10 της μεγαλύτερης απόστασης από το άκρο του υποστύλωματος στο σημείο καμψής του.
 - ii. Γωνιακό υποστύλωμα
 - c. Ελάχιστο μήκος πλευράς 35 cm
 - d. Ελάχιστο πλάτος 20 cm
 - iii. Δεν επιτρέπεται η τοποθέτηση σωληνών μέσα στα υποστύλωματα
 - iv. Πρέπει να ικανοποιείται πάντοτε η συνθήκη

Κατηγορία πλαστιμότητας	Συνθήκη
Υψηλή	$V_d = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \leq 0.55$
Μεσαία	$V_d = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \leq 0.65$

Όπου :

$A_c = b \cdot h$ (π.χ. αν έχουμε ένα υποστύλωμα Κ40/60 τότε $A_c = 0.40 \cdot 0.60$)

$$N_{sd} = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$$

$$f_{sd} = \frac{f_{ck}}{1.50}$$

$f_{sd} \rightarrow$ αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$f_{yk} \rightarrow$ τιμή διαρροής του χάλυβα

$$f_{yd} \rightarrow \frac{f_{yk}}{1.15}$$

2. Διαμήκης οπλισμός υποστύλωμάτων

- i. Ελάχιστη διάμετρος

Κατηγορία πλαστιμότητας	Ελάχιστη διάμετρος
Υψηλή	Φ8
Μεσαία	Φ8

- ii. Επιτρέπεται η χρήση τριών ράβδων ανα πλευρα σε κάθε υποστύλωμα τόσο για υψηλή όσο και για μεσαία κατηγορία πλαστιμότητας αρκεί να ισχύει $\Phi_L^{min} \geq \Phi_L^{max}$
- iii. Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού σε κάθε παρειά του υποστύλωματος $4\% \cdot b \cdot d$

Όπου :

$$d = \text{στατικό ύψος} = h - c - \frac{\Phi}{2}$$

$c =$ επικάλυψη

η επικάλυψη στα υποστύλωματα είναι 5 mm μεγαλύτερη από εκείνη των πλακών.

- iv. Συνολικός ελάχιστος διαμήκης οπλισμός σε ποσοστό τόσο για ηψηλή όσο και για μεσαία κατηγορία πλαστιμότητας είναι 1%.

Δηλαδή στο σύνολο του υποστυλώματος ο οπλισμός πρέπει να είναι τουλάχιστον $A_s^{min} = 0.01 \cdot b \cdot h$.

- v. Η απόσταση μεταξύ δύο σιδήρων διαμήκη οπλισμού πρέπει να είναι :

Κατηγορία πλαστιμότητας	Απόσταση
Υψηλή	$\leq 150 \text{ mm}$
Μεσαία	$\leq 200 \text{ mm}$

- vi. Ελάχιστος αριθμός σιδήρων σε ορθογωνικό υποστύλωμα είναι 4 ενώ σε κυκλικό υποστύλωμα είναι 6. Εξαιρέση για τη διάταξη 5 είναι όταν έχω τετραγωνικό υποστύλωμα διαστάσεων 30/30 όπου μπορώ να τοποθετήσω 4Φ14.

3. Συνδετήρες – Κατασκευαστικές διατάξεις

- i. Η ελάχιστη διάμετρος του συνδετήρα είναι :

Κατηγορία πλαστιμότητας	Απόσταση
Υψηλή	$\Phi_w \geq \Phi_6 * d_{max} * \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}}$
Μεσαία	$\Phi_w \geq \Phi_8$

- ii. Η διάμετρος Φ_w πρέπει να είναι $\geq \frac{1}{4} * \Phi_{L,max}$ ενώ σε περίπτωση συγκολλητού πλέγματος $\Phi_w = 5 \text{ mm}$
- iii. Πρέπει να τοποθετούνται όσο το δυνατόν περισσότεροι συνδετήρες ουτος ώστε κάθε σίδηρο διαμήκη οπλισμού να βρίσκεται στη γωνία κάθε συνδετήρα.
- iv. Η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή :

$$\blacklozenge \text{ Για ΚΠΜ : } \min \begin{cases} \frac{b_o}{2} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 * \Phi_L \end{cases}$$

$$\blacklozenge \text{ Για ΚΠΥ : } \min \begin{cases} \frac{b_o}{3} \\ 125 \text{ mm} \quad (\text{EC8 : 5.32}) \\ 6 * \Phi_L \end{cases}$$

- v. Οι συνδετήρες πρέπει να κλείνουν από διαφορετική μεριά και το μήκος του αγκίστρου να είναι τουλάχιστον $8\Phi_w$
- vi. Η απόσταση από την αρχή και το τέλος κάθε υποστυλώματος θεωρείται κρίσιμη.

Για ΚΠΜ :

$$\text{Όπου } I_{\text{κρίσιμο}} = \max \begin{cases} \text{Μέγιστο πλάτος υποστυλώματος} \\ \frac{H}{6} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{EC8 : 5.14})$$

Για ΚΠΥ :

$$\text{Όπου } I_{\text{κρίσιμο}} = \max \begin{cases} 1.50 * \text{Μέγιστο πλάτος υποστυλώματος} \\ \frac{H}{6} \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{EC8 : 5.30})$$

Θεωρούμε όλο το μήκος του υποστυλώματος κρίσιμο όταν :

- a. Υπάρχουν ανοίγματα (παράθυρα, πόρτες) κοντά στα υποστυλώματα
 - b. Στα υποστυλώματα πλωτής (όλο το μήκος κρίσιμο)
 - c. Όταν η ακαμψία αριστερά και δεξιά του υποστυλώματος αλλάζει (π.χ. εάν από τη μια μεριά του υποστυλώματος έχουμε τζαμαρία ενώ από την άλλη έχουμε τοίχο)
 - d. Εάν
$$\frac{H}{\text{Μέγιστο πλάτος υποστυλώματος}} < 3$$
- vii. Οι συνδετήρες των υποστυλωμάτων υπάρχουνε στο κόμβο δοκάρι-υποστυλώμα ενώ οι συνδετήρες των δοκαριών ξεκινάνε 5 cm μετά τον κόμβο. Επιπλέον όταν για κάποιο λόγο έχουμε κοντό υποστυλώμα τότε πρέπει οι συνδετήρες να μπαίνουν παντού πιο πυκνά.
- viii. Κατασκευαστικές διατάξεις για την απόσταση μεταξύ συνδετήρων:

a. Εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$

Για ΚΠΜ & ΚΠΥ :

$$S_{\text{max}} = \min \begin{cases} 20\Phi_{L,\text{min}} \\ b_{\text{min}} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

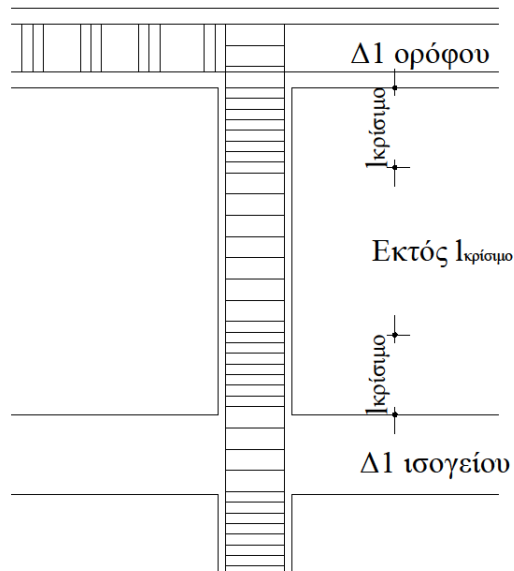
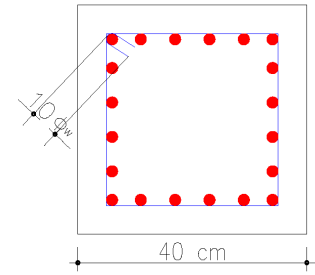
b. Εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$

Για ΚΠΥ :

$$S_{\max} = \min \begin{cases} 6\Phi_{L,\min} \\ \frac{1}{3} * b_{\min} \quad (\text{EC8:7.8}) \\ 12.50 \text{ cm} \end{cases}$$

Για ΚΠΜ :

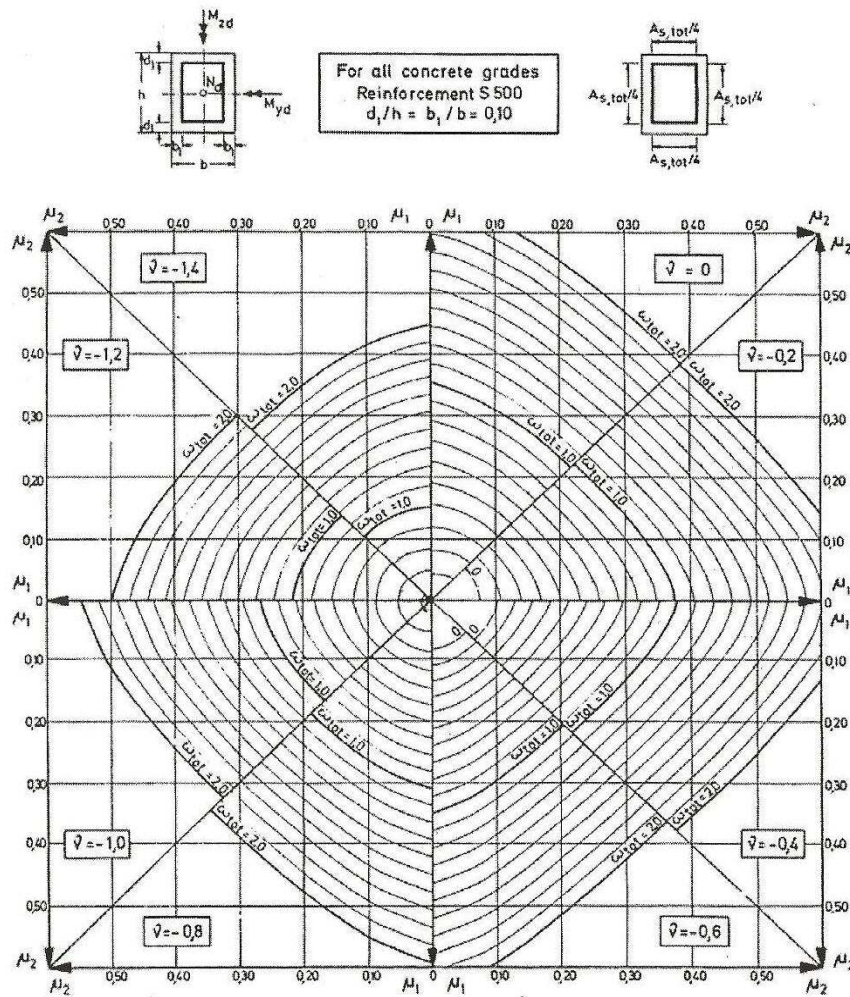
$$S_{\max} = \min \begin{cases} 8\Phi_{L,\min} \\ \frac{1}{2} * b_{\min} \quad (\text{EC8: 7.7}) \\ 17.50 \text{ cm} \end{cases}$$



Βήματα για την επίλυση των υποστυλωμάτων

1. Διαξονική κάμψη, δηλαδή επίλυση υποστυλώματος όπου έχει υπολογιστεί M_{sd}^x , M_{sd}^y και N_{sd} .

- i. Βρίσκω γεωμετρικά χαρακτηριστικά
- ii. Κάνω έλεγχο λυγισμού. Εάν το υποστύλωμα αντέχει συνεχίζω ενώ εάν δεν αντέχει αλλάζω διατομή και ξεκινάω από την αρχή.
- iii. Βρίσκω σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις για διαμήκη οπλισμό τα σίδηρα με τα οποία θα οπλίσουμε το υποστύλωμα.
- iv. Σύμφωνα με την M_{sd}^x , M_{sd}^y και N_{sd} κάνω έλεγχο σε κάμψη με τους πίνακες αλληλεπίδρασης και βρίσκω τους οπλισμούς που χρειάζονται. Ελέγγω με κατασκευαστικές διατάξεις και τοποθετώ το max.



$$\mu_y = \frac{|M_{yd}|}{bh^2 f_{cd}}$$

$$\mu_z = \frac{|M_{zd}|}{b^2 h f_{cd}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{bh f_{cd}}$$

if $\mu_y > \mu_z \rightarrow \mu_1 = \mu_y; \mu_2 = \mu_z$

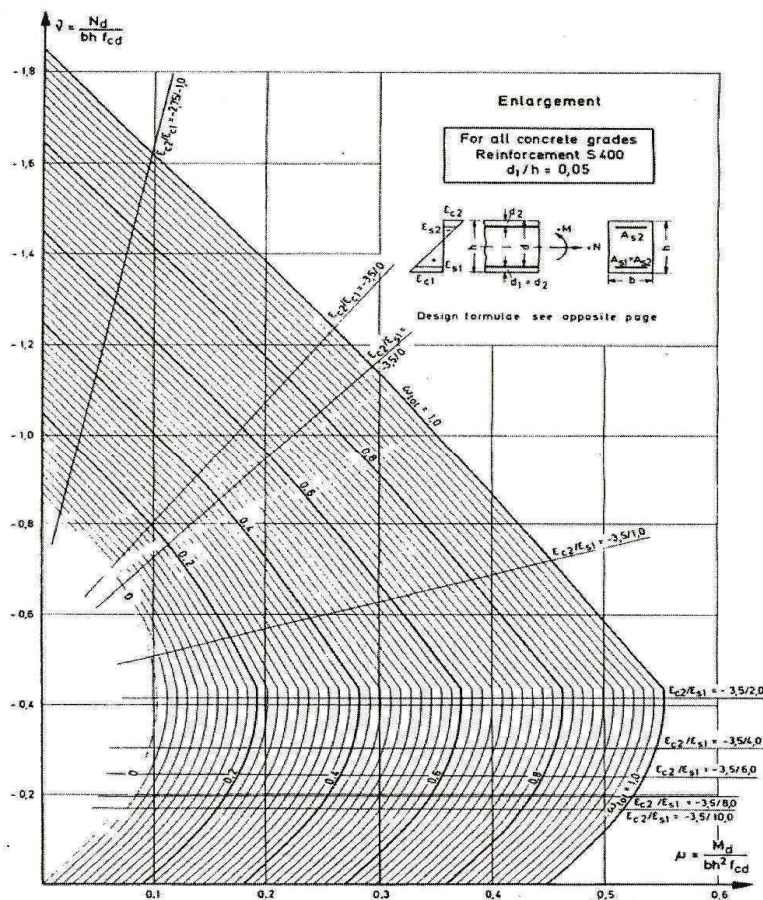
if $\mu_y < \mu_z \rightarrow \mu_1 = \mu_z; \mu_2 = \mu_y$

$$\omega_{tot} = \frac{A_{s,tot}}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \frac{bh}{f_{yd}/f_{cd}}$$

v. Βρίσκω κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες εντός και εκτός $I_{κρίσιμο}$.

- vi. Κάνουμε έλεγχο περίσφιξης, αν οι συνδετήρες που έχουν υπολογιστεί δεν επαρκούν υπολογίζω νέους συνδετήρες. Ο έλεγχος αυτός γίνεται εντός $I_{κρίσιμο}$.
 - vii. Γνωρίζοντας τους συνδετήρες από περίσφιξη και από τις κατασκευαστικές διατάξεις κάνω έλεγχο σε διάτμηση χρησιμοποιώντας το V_{sd}^x και το V_{sd}^y . Αν ο έλεγχος επαρκεί δεν αλλάζω τους συνδετήρες ενώ εάν δεν επαρκεί τους τοποθετώ πιο πυκνά.
2. Μονοαξονική κάμψη, δηλαδή έχω υπολογίσει M_{sd}^x ή M_{sd}^y , N_{sd} και V_{sd}^x ή V_{sd}^y .
- i. Βρίσκω γεωμετρικά χαρακτηριστικά
 - ii. Κάνω έλεγχο λυγισμού. Εάν το υποστύλωμα αντέχει συνεχίζω ενώ εάν δεν αντέχει αλλάζω διατομή και ξεκινάω από την αρχή.
 - iii. Βρίσκω σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις για διαμήκη οπλισμό τα σίδερα με τα οποία θα οπλίσουμε το υποστύλωμα.
 - iv. Σύμφωνα με την M_{sd}^x , M_{sd}^y και N_{sd} κάνω έλεγχο σε κάμψη με τους πίνακες αλληλεπίδρασης για μονοαξονική κάμψη και βρίσκω τους οπλισμούς που χρειάζονται. Ελέγγω με κατασκευαστικές διατάξεις και τοποθετώ το max.



- v. Βρίσκω κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες εντός και εκτός $I_{κρίσιμο}$.

- vi. Κάνουμε έλεγχο περίσφιγξης, αν οι συνδετήρες που έχουν υπολογιστεί δεν επαρκούν υπολογίζω νέους συνδετήρες. Ο έλεγχος αυτός γίνεται εντός $I_{κρίσιμο}$.
- vii. Γνωρίζοντας τους συνδετήρες από περίσφιγξη και από τις κατασκευαστικές διατάξεις κάνω έλεγχο σε διάτμηση χρησιμοποιώντας το V_{sd}^x και το V_{sd}^y . Αν ο έλεγχος επαρκεί δεν αλλάζω τους συνδετήρες ενώ εάν δεν επαρκεί τους τοποθετώ πιο πυκνά.

- Έλεγχος λυγισμού

1. Βρίσκω $V_d = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}}$

2. Βρίσκω $\lambda = \frac{l_0}{i}$

Όπου :

$$l_0 = 1 * \text{ύψος κολώνας}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{b * \frac{h^3}{12}}{b * h}}$$

πρέπει $\lambda \leq 200$

3. Για να μην απαιτείται αλλαγή της διατομής του υποστυλώματος και περαιτέρω έλεγχος λυγηρότητας πρέπει :

$$\lambda < \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \\ \frac{15}{\sqrt{V_d}} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{αν ισχύει αυτό τότε συνεχίζουμε τους} \\ \text{υπολογισμούς και δεν απαιτείται αλλαγή της} \\ \text{διατομής του υποστυλώματος.} \end{array}$$

Άσκηση

Δίνεται τμήμα κάτοψης διώροφης κατοικίας στο Ηράκλειο της Κρήτης.

Δεδομένα :

Για την πλάκα Π_1 : $h_f = 17 \text{ cm}$

Δ 25/55

K 50/50

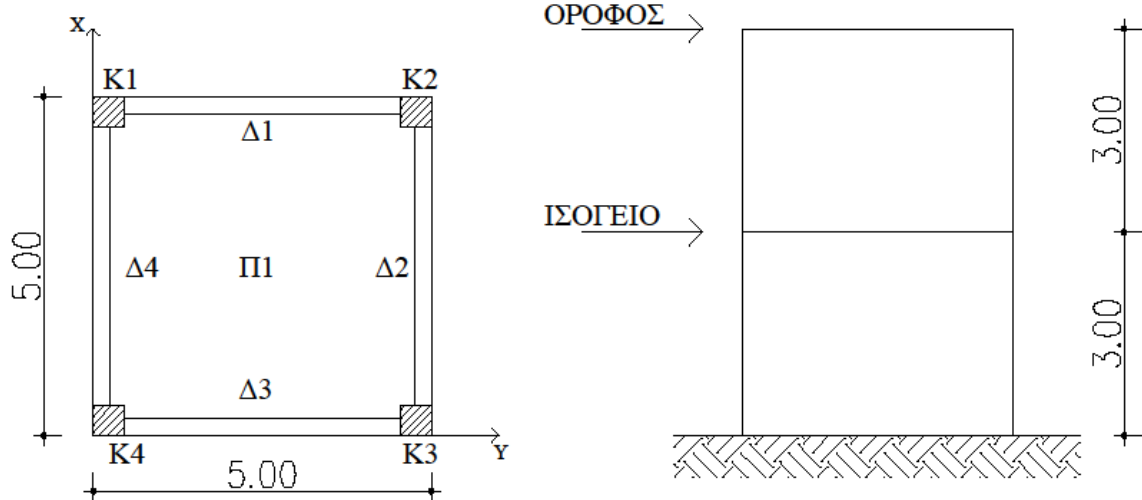
$A = 0.24 \cdot g$

Περιοχή περιβάλλοντος II

$E = 28 \text{ GPa} = 28000 \text{ MPa}$

$H = 3.00 \text{ m}$

$K_1 = K_2 = K_3 = K_4$



Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης του κτιρίου, να γίνει η κατανομή της τέμνουσας στους ορόφους και τέλος να βρεθεί η τέμνουσα βάσης για κάθε όροφο.

Λύση

1. Αξονικά μήκη

$$\text{Πλάκα } \Pi_1 : l_x = l_y = 5.00 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 4.75 \text{ m}$$

Για τα δοκάρια ισχύει $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4 = l_\Delta$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και τις ίδιες πλάκες.

$$\text{Άρα } l_\Delta = 5.00 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.50 \text{ m}$$

2. Φορτία πλακών

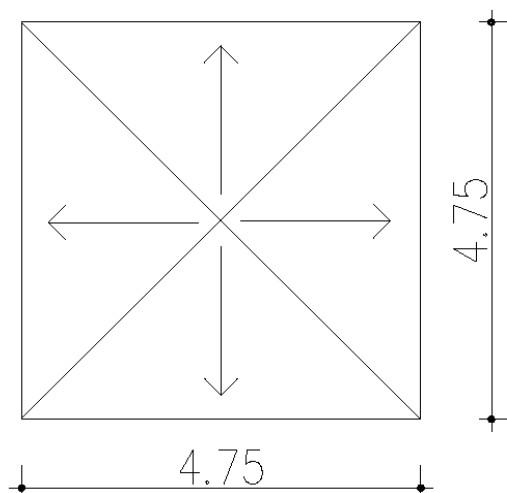
Το φορτίο της πλάκας του ορόφου είναι ίσο με το φορτίο της πλάκας του ισογείου.

$$g = \text{ίδιο βάρος της πλάκας} + \text{δάπεδο}$$

$$\text{Επομένως } g = 0.17 * 25 + 1 = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 2.00 \text{ KN/m}^2$$

3. Φορτία δοκαριών ορόφου



$$E_{\text{τριγώνου}} = \frac{1}{2} * \beta * \nu = \frac{1}{2} * 4.75 * \frac{4.75}{2} = 5.64 \text{ m}^2$$

Ισχύει ότι $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και επιβαρύνονται από πλάκες με τις ίδιες ιδιότητες.

- $\frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 5.25}{4.75} = 6.24 \text{ KN/m}$
- $I.B. = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{ολ}} = 6.23 + 3.44 = 9.67 \text{ KN / m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = \frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 2.00}{4.75} = 2.37 \text{ KN / m}$$

4. Υποστυλώματα ορόφου

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : \frac{G * l_{\Delta 1}}{2} + \frac{G * l_{\Delta 4}}{2} = \frac{9.67 * 4.50}{2} + \frac{9.67 * 4.50}{2} = 43.52 \text{ KN/m}$$

$$I.B. = 25 * 0.5 * 0.5 * 3 = 18.75 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 43.52 + 18.75 = 62.26 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q \cdot I_{\Delta 1}}{2} + \frac{Q \cdot I_{\Delta 4}}{2} = \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} + \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$m_{\text{ορόφου}} = \frac{\beta_{\text{ορόφου}}}{g} = \frac{4 \cdot 62.26 + 0.3 \cdot 4 \cdot 10.67}{g} = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

5. Δοκάρια ισογείου

Ισχύει $\Delta 1 = \Delta 2 = \Delta 3 = \Delta 4$

Μόνιμο φορτίο :

$$I.B. = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία} = 3.60 \cdot 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Πλάκα} = 6.25 \text{ KN / m}$$

$$\text{Επομένως } G_{\text{ολικό}} = 3.44 + 10.80 + 6.25 = 20.49 \text{ KN / m}$$

Κινητό φορτίο :

Από πλάκα 2.37 KN / m

$$\text{Επομένως } Q_{\text{ολικό}} = 2.37 \text{ KN / m}$$

6. Υποστυλώματα ισογείου

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Τα υποστυλώματα του ισογείου «σηκώνουν» τα φορτία μόνιμα και κινητά των υποστυλωμάτων του ορόφου.

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : 4.50 \cdot \left(\frac{G_{\Delta 1}^{\text{ισογείου}}}{2} + \frac{G_{\Delta 4}^{\text{ισογείου}}}{2} \right) = 4.50 \cdot \left(\frac{20.49}{2} + \frac{20.49}{2} \right) = 92.21$$

KN/m

$$I.B. = 25.00 \cdot 0.50^2 \cdot 3.00 = 18.75 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 62.26 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{ολικό}}^{\text{ισογείου}} = 92.21 + 18.75 + 62.26 = 173.23 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q_{\Delta 1}}{2} \cdot 4.50 + \frac{Q_{\Delta 4}}{2} \cdot 4.50 = \frac{2.37}{2} \cdot 4.50 + \frac{2.37}{2} \cdot 4.50 = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{ολικό}}^{\text{ισογείου}} = 10.67 + 10.67 = 21.34 \text{ KN/m}$$

Άρα η συνολική μάζα της κατασκευής θα είναι :

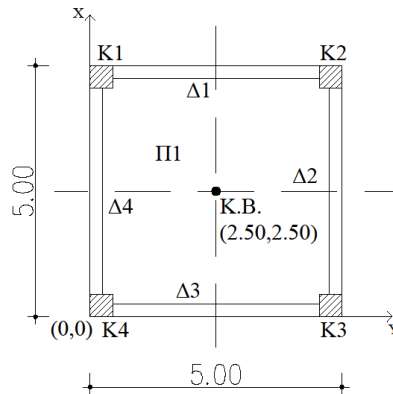
$$M_{\text{ολική}} = \frac{B_{\text{ολικό}}}{g} = \frac{4 \cdot 173.23 + 0.3 \cdot 4 \cdot 21.34}{g} = \frac{719}{g} \text{ Kgr}$$

με καθαρή μάζα του ορόφου, όπως προέκυψε, $\frac{262}{g}$ Kgr και καθαρή μάζα του ισογείου

$$\frac{719}{g} - \frac{262}{g} = \frac{457}{g} \text{ Kgr .}$$

Να υπολογιστεί το κέντρο βάρους, το κέντρο ελαστικής στροφής καθώς και η εκκεντρότητα του ορόφου.

Λύση



Σύμφωνα με το παραπάνω ερώτημα γνωρίζουμε τα εξής:

- Φορτία ορόφου : $G = 43.51 \text{ KN/m}$
 $Q = 10.67 \text{ KN/m}$
- Φορτία ισογείου : $G = 173.23 \text{ KN/m}$
 $Q = 21.33 \text{ KN/m}$

Εύρεση κέντρου βάρους

Υποστυλώματα	x_i	y_i	P_i	$x_i * P_i$	$y_i * P_i$
K1	0.25	4.75	46.71	11.68	221.88
K2	4.75	4.75	46.71	221.88	221.88
K3	0.25	0.25	46.71	11.68	11.68
K4	4.75	0.25	46.71	221.88	11.68
Σύνολο	-	-	186.84	467.12	467.12

Λόγω συμμετρίας των υποστυλωμάτων γνωρίζουμε ότι $P1 = P2 = P3 = P4$

Άρα $P1 = P2 = P3 = P4 = 43.51 + 0.30 \cdot 10.64 = 46.71 \text{ KN}$

Συνεπώς

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n x_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{ m}$$

Εύρεση κέντρου ελαστικής στροφής

$$I_x = I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.50^4}{12} = 0.005 \text{ m}^4$$

Εξαιτίας του γεγονότος ότι τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικής μορφής και ίδιας διάστασης τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά διεύθυνση y η ροπή αδράνειας είναι ίδια στις δύο διευθύνσεις και ισούται με $I = 0.005 \text{ m}^4$. Επομένως ο δείκτης ακαμψίας τόσο και στις δύο διευθύνσεις είναι ίδιος για όλα τα υποστυλώματα.

$$\text{Άρα } K_x = K_y = 12 * \frac{E_c * I}{H^3} = 12 * \frac{28000 * 5.20 * 13^{-3}}{3^3} = 64.71 \text{ MN/m}$$

Υποστυλώματα	x_i	y_i	$K_{i,x}$	$K_{i,y}$	$x_i K_{i,x}$	$y_i K_{i,y}$
K1	0.25	4.75	64.71	64.71	16.18	307.38
K2	4.75	4.75	64.71	64.71	307.38	307.38
K3	0.25	0.25	64.71	64.71	16.18	16.18
K4	4.75	0.25	64.71	64.71	307.38	16.18
Σύνολο	-	-	258.84	258.84	647.11	647.11

$$x_e = \frac{\sum x_i K_{i,y}}{\sum K_{i,y}} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

$$y_e = \frac{\sum y_i K_{i,x}}{\sum K_{i,x}} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

Εύρεση εκκεντρότητας

$$l_x = |x_G - x_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

$$l_y = |y_G - y_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

$$e = \sqrt{l_x^2 + l_y^2} = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0 \leq 0.50 \text{ m}$$

Επομένως τόσο οι διαστάσεις όσο και η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων είναι σωστές και συνεχίζεται η επίλυση.

Να υπολογιστούν :

- 1. Η τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου**
- 2. Κατανομή της τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα**

3. Η κατανομή της σεισμικής ροπής στα υποστυλώματα
 4. Το αξονικό φορτίο σχεδιασμού κάθε υποστυλώματος
 Με έδαφος κατηγορίας Β.

Λύση

1. Η τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

$$T_x = 0.09 * H * L_x^{-\frac{1}{2}} * \left(\frac{H}{H+P*L_x}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{5}} = 0.24 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.09 * H * L_y^{-\frac{1}{2}} * \left(\frac{H}{H+P*L_y}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{5}} = 0.24 \text{ sec.}$$

Το έδαφος είναι κατηγορίας Β επομένως οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος σχεδιασμού προκύπτουν από τον πίνακα που παρατίθεται στο θεωρητικό μέρος πιο πάνω και είναι : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$$T_2 = 0.60 \text{ sec}$$

Λόγω του ότι η ιδιοπερίοδος κατά x και κατά y βρίσκεται εντός των τιμών T_1 και T_2 και ισχύει $T_1 < T_x$ και $T_2 < T_y$ η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού δίνεται από τις

$$\text{σχέσεις } \Phi_d(T)_x = A * \gamma * \frac{\beta_0}{q} * n = 0.24 * g * 1 * \frac{2.50}{3.50} = 0.17g$$

$$\Phi_d(T)_y = A * \gamma * \frac{\beta_0}{q} * n = 0.24 * g * 1 * \frac{2.50}{3.50} = 0.17g$$

Όπου $\Phi_d(T)_x = \Phi_d(T)_y$ διότι η ιδιοπερίοδος είναι ίδια για τις δύο διευθύνσεις και $n = 1$ ο συντελεστής απόσβεσης για σπλισμένο σκυρόδεμα.

$$V_o^x = \text{Μάζα } \Phi_d(T)_x = \frac{718.52}{g} * 0.17 * g = 122.15 \text{ KN}$$

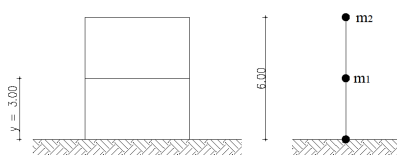
$$V_o^y = \text{Μάζα } \Phi_d(T)_y = \frac{718.52}{g} * 0.17 * g = 122.15 \text{ KN}$$

$F_i = V_o * \frac{m_i y_i}{\sum m_i y_i}$ με i από 1 έως 2 σύμφωνα με τον αριθμό ορόφων που έχουμε.

$$m_2 = \frac{262}{g}$$

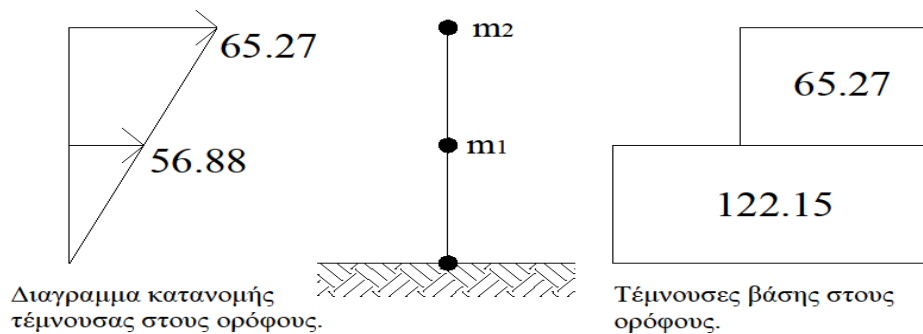
$$m_1 = \frac{718.52 - 262}{g} = \frac{456.58}{g} \text{ Kgr}$$

ο υπολογισμός της μάζας του ισογείου γίνεται διότι τη χρειαζόμαστε ανεξάρτητα από τη μάζα του ορόφου.



$$F_1 = V_0 * \frac{m_1 y_1}{m_1 y_1 + m_2 y_2} = 122.15 * \frac{\frac{456.80}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 56.88 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_0 * \frac{m_2 y_2}{m_1 y_1 + m_2 y_2} = 122.15 * \frac{\frac{262}{g} * 6}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 65.27 \text{ KN}$$



Επομένως παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη δύναμη παρουσιάζεται στον κάτω όροφο ενώ η μεγαλύτερη κίνηση παρουσιάζεται στον επάνω όροφο.

Σύμφωνα με τον EC8

Από την εκφώνηση προκύπτει ότι το έδαφος ανήκει στην κατηγορία C → Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.

Επομένως :

$$S = 1.15$$

$$T_B(S) = 0.20 \text{ sec}$$

$$T_C(S) = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_D(S) = 2.50 \text{ sec}$$

$$T = C_t * H^{\frac{3}{4}}$$

Όπου

$C_t = 0.075$ σταθερά που προκύπτει λόγω πλαισίου σκυροδέματος.

$$\text{Συνεπώς } T = C_t * H^{\frac{3}{4}} = 0.075 * 6^{\frac{3}{4}} = 0.29 \text{ sec}$$

Άρα προκύπτει ότι $T_B \leq T \leq T_C \rightarrow 0.20 \leq 0.29 \leq 0.60$

$$\text{Επομένως } S_d(T) = a_g * S * \frac{b_0}{q} = 1 * 0.24 * g * 1.15 * \frac{2.50}{3.50} = 0.20 * g$$

Όπου

$$a_g = \gamma * a_{gR}$$

$$a_{gR} = 0.24 * g$$

$$\gamma = 1.00 \text{ (λόγω κατοικίας)}$$

$$q = 3.50 \text{ (λόγω κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει πλαίσια και τοιχώματα)}$$

$$b_0 = 2.50 \text{ σταθερά}$$

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

$$\lambda = 0.85 \text{ διότι } T \leq 2 * T_C \rightarrow 0.54 \leq 1.20$$

$$\text{Συνεπώς } F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0.20 * g * \frac{718.52}{g} * 0.85 = 122.15 \text{ KN}$$

$$F_i = F_b * \frac{S_i m_i}{\sum S_j m_j} \text{ με } i \text{ από } 1 \text{ έως } 2 \text{ σύμφωνα με τον αριθμό ορόφων που έχουμε.}$$

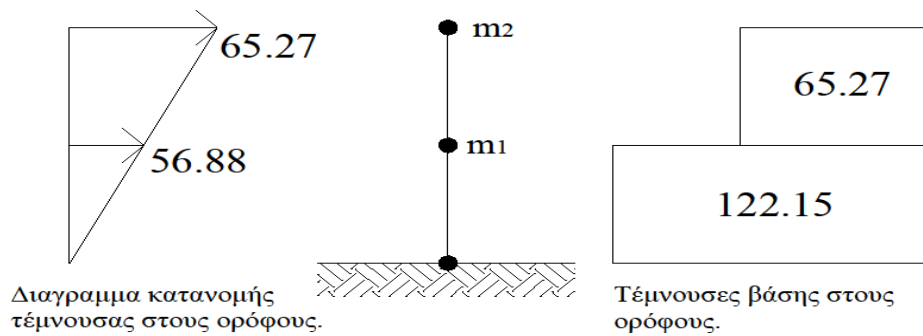
$$m_2 = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

$$m_1 = \frac{718.52 - 262}{g} = \frac{456.58}{g} \text{ Kgr}$$

ο υπολογισμός της μάζας του ισογείου γίνεται διότι τη χρειαζόμαστε ανεξάρτητα από τη μάζα του ορόφου.

$$F_1 = F_b * \frac{S_1 m_1}{S_1 m_1 + S_2 m_2} = 122.15 * \frac{\frac{456.80}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 56.88 \text{ KN}$$

$$F_2 = F_b * \frac{S_2 m_2}{S_1 m_1 + S_2 m_2} = 122.15 * \frac{\frac{262}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 65.27 \text{ KN}$$



Επομένως παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη δύναμη παρουσιάζεται στον κάτω όροφο ενώ η μεγαλύτερη κίνηση παρουσιάζεται στον επάνω όροφο.

2. Κατανομή της τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα

$$\left. \begin{aligned} \sum K_x &= 4 * 64.71 = 258.74 \text{ MN/m} \\ \sum K_y &= 4 * 64.71 = 258.74 \text{ MN/m} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Πολλαπλασιάζω με το 4 διότι έχω 4} \\ \text{υποστυλώματα.} \end{array}$$

$$F_x^E = F_b \frac{K_x}{\sum K_x} = 122.15 * \frac{64.71}{258.74} = 30.54 \text{ KN}$$

$$F_y^E = F_b \frac{K_y}{\sum K_y} = 122.15 * \frac{64.71}{258.74} = 30.54 \text{ KN}$$

3. Το αξονικό φορτίο σχεδιασμού κάθε υποστυλώματος

$$F_x^E = F_{Ex} + 0.3 * F_{Ey} = 30.54 + 0.30 * 30.54 = 39.70 \text{ KN}$$

$$F_y^E = F_{Ey} + 0.3 * F_{Ex} = 30.54 + 0.30 * 30.54 = 39.70 \text{ KN}$$

4. Η κατανομή της σεισμικής ροπής στα υποστυλώματα

Διεύθυνση x-x :

$$M_E^{over} = M_E^{under} = F_x^E * \frac{M}{2} = 39.70 * \frac{3}{2} = 59.55 \text{ KNm}$$

Διεύθυνση y-y :

$$M_E^{over} = M_E^{under} = F_x^E * \frac{M}{2} = 39.70 * \frac{3}{2} = 59.55 \text{ KNm}$$

Να επιλυθούν τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4

- Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

Γνωρίζουμε ότι :

$$K_x = K_y = 64.71$$

$$l_{\Delta}^{\alphaξονικό} = 4.50 \text{ m}$$

$$G_{\Delta 1}^{\sigmaλικό} = 20.49 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\Delta 1}^{\sigmaλικό} = 2.37 \text{ KN/m}$$

$$V_{ox} = V_{oy} = 122.15 \text{ KN}$$

$$V_x^E = V_y^E = 39.70 \text{ KN} \text{ κάθε υποστυλώμα λόγω σεισμού}$$

$$M_x^E = M_y^E = 59.55 \text{ KNm} \text{ κάθε υποστυλώμα λόγω σεισμού}$$

Παρατήρηση : Το κέντρο βάρους συμπίπτει με το κέντρο ελαστικής στροφής επομένως δεν χρειάζεται διόρθωση τέμνουσας.

Λύση

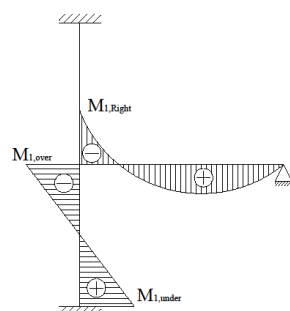
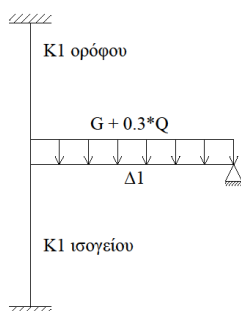
Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων ισογείου.

5. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

$$G+0.30*Q = 20.49+0.30*2.31 = 21.20 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\deltaοκαριού} * l_{\deltaοκαριού}^2}{8} =$$

$$= \frac{21.20 * 4.50^2}{8} = 53.66 \text{ KNm}$$



$$M_{1, \text{Right}} = \epsilon * M_{\max}$$

$$I_L = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 55^3}{12} = 34661.60 \text{ cm}^4$$

$$I_c^{over} = I_c^{under} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$\varepsilon = \frac{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}}{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}} + \frac{I_L}{l_L}} = \frac{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50} + \frac{346614.60}{4.70}} = 0.82$$

όπου :

$$I_c^{over} = 3.00 \text{ m}$$

$I_c^{under} = 3.50 \text{ m}$ διότι υπολογίζω στο υποστύλωμα του ισογείου και το υποστύλωμα της θεμελίωσης το οποίο είναι 0.50 m.

$$I_L = 4.70 + \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.70 \text{ m}$$

$$\text{Άρα } M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\text{max}} = 0.82 * 53.66 = 44.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{over}} = \frac{M_{1, \text{Right}}}{2} = M_{1, \text{Right}} * \frac{\frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}}{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}} = 44.00 * \frac{\frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}} \rightarrow$$

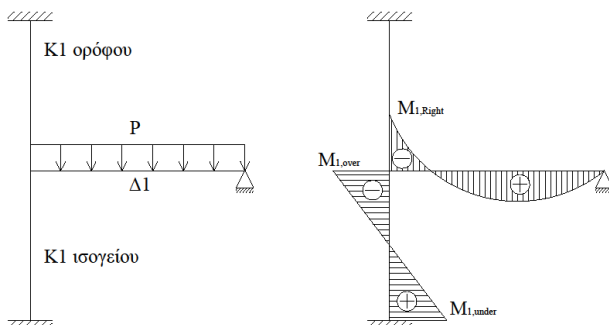
$$M_{1, \text{over}} = 22.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{under}} = \frac{M_{1, \text{over}}}{2} = \frac{22.00}{2} = 11.00 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή :

$$M_{1, \text{over}} \pm M_x^E = 22.00 \pm 59.55 = 82.00 \text{ KNm}$$

6. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)



$$P_{\text{max}} = 1.35 * G + 1.50 * Q =$$

$$P_{\text{max}} = 1.35 * 20.49 + 1.50 * 2.37 = 31.22 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{P \delta \text{καριού} * l_{\delta \text{καριού}}^2}{8} =$$

$$= \frac{31.22 * 4.50^2}{8} = 79.03 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\text{max}} = 0.82 * 79.03 = 64.80 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{over}} = \frac{M_{1, \text{Right}}}{2} = \frac{64.80}{2} = 32.40 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{under}} = \frac{M_{1, \text{over}}}{2} = \frac{32.40}{2} = 16.20 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή : $M_{1, \text{over}} = 32.40 \text{ KNm}$.

Επομένως από τα παραπάνω προέκυψε ότι η ροπή που υπολογίστηκε με τους σεισμικούς συντελεστές είναι μεγαλύτερη από την ροπή που προέκυψε με τους στατικούς υπολογισμούς.

Έτσι για κάθε υποστύλωμα ισχύει : $M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$.

Έπειτα από την κάτοψη η οποία είναι συμμετρική και από τα υποστυλώματα τα οποία έχουν τις ίδιες διαστάσεις γνωρίζουμε ότι $M_{sd}^x = M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$.

Η τέμνουσα για το υποστύλωμα από το μοντέλο προσομοίωσης δίνεται από τον τύπο:

$$V = \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c}$$

Άρα

5. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

$$V_1 = \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c} = \frac{|22.00| + |11.00|}{3.00} = 11.00 \text{ KN}$$

$$V_{K1} = V_1 + V_x^E = 11.00 + 39.70 = 51.00 \text{ KN}$$

6. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)

$$V_2 = \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c} = \frac{|32.40| + |16.07|}{3.00} = 16.07 \text{ KN}$$

Επομένως η V_{sd} με την οποία θα οπλίσω το υποστύλωμα $K1$ είναι η μεγαλύτερη η οποία προέκυψε είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους σεισμικούς συντελεστές είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους στατικούς συντελεστές. Δηλαδή $V_{sd} = 51.00 \text{ KN}$.

$$\text{Αξονικό φορτίο : } N_{sd} = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q = 1.35 \cdot 173.23 + 1.50 \cdot 21.33 = 265.86 \text{ KN/m}$$

Συνεπώς τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για το υποστύλωμα $K1$ είναι :

$$M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$$

$$M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$$

$$V_{sd}^x = 51.00 \text{ KNm}$$

$$V_{sd}^y = 51.00 \text{ KNm}$$

$$N_{sd}^x = 265.86 \text{ KNm}$$

$$N_{sd}^y = 265.86 \text{ KNm}$$

- Σύμφωνα με τον EC8

Γνωρίζουμε ότι :

$$K_x = K_y = 64.71$$

$$l_{\Delta}^{\xi\sigma\nu\iota\kappa\acute{o}} = 4.50 \text{ m}$$

$$G_{\Delta 1}^{\sigma\lambda\iota\kappa\acute{o}} = 20.49 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\Delta 1}^{\sigma\lambda\iota\kappa\acute{o}} = 2.37 \text{ KN/m}$$

$$F_{bx} = F_{by} = 122.15 \text{ KN}$$

$$F_x^E = F_y^E = 39.70 \text{ KN} \text{ κάθε υποστυλώμα λόγω σεισμού}$$

$$M_x^E = M_y^E = 59.55 \text{ KNm} \text{ κάθε υποστυλώμα λόγω σεισμού}$$

Παρατήρηση : Το κέντρο βάρους συμπίπτει με το κέντρο ελαστικής στροφής επομένως δεν χρειάζεται διόρθωση τέμνουσας.

Λύση

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων ισογείου.

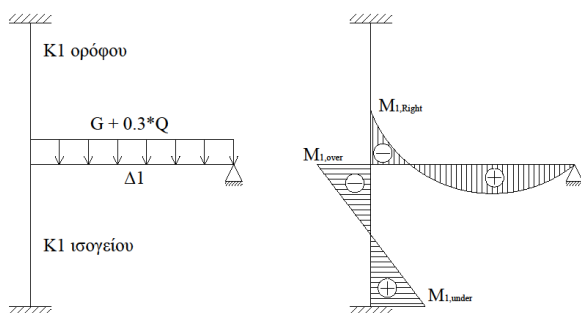
7. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

$$G+0.30*Q = 20.49+0.30*2.31 = 21.20 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\text{δοκαριού}} * l_{\text{δοκαριού}}^2}{8} =$$

$$= \frac{21.20 * 4.50^2}{8} = 53.66 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\max}$$



$$I_L = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 55^3}{12} = 34661.60 \text{ cm}^4$$

$$I_c^{\text{over}} = I_c^{\text{under}} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 50^3}{12} =$$

$$520833.33 \text{ cm}^4$$

$$\varepsilon = \frac{\frac{I_c^{\text{over}}}{I_c^{\text{over}} + I_c^{\text{under}}} + \frac{I_c^{\text{under}}}{I_c^{\text{over}} + I_c^{\text{under}}}}{\frac{I_c^{\text{over}}}{I_c^{\text{over}} + I_c^{\text{under}}} + \frac{I_c^{\text{under}}}{I_c^{\text{over}} + I_c^{\text{under}}} + \frac{I_L}{l_L}} =$$

$$= \frac{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50} + \frac{346614.60}{4.70}} = 0.82$$

όπου :

$$I_c^{over} = 3.00 \text{ m}$$

$I_c^{under} = 3.50 \text{ m}$ διότι υπολογίζω στο υποστύλωμα του ισογείου και το υποστύλωμα της θεμελίωσης το οποίο είναι 0.50 m.

$$I_L = 4.70 + \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.70 \text{ m}$$

$$\text{Άρα } M_{1, Right} = \varepsilon * M_{max} = 0.82 * 53.66 = 44.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, over} = \frac{M_{1, Right}}{2} = M_{1, Right} * \frac{\frac{I_c^{under}}{I_c^{under}}}{\frac{I_c^{over}}{I_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{I_c^{under}}} = 44.00 * \frac{\frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}} \rightarrow$$

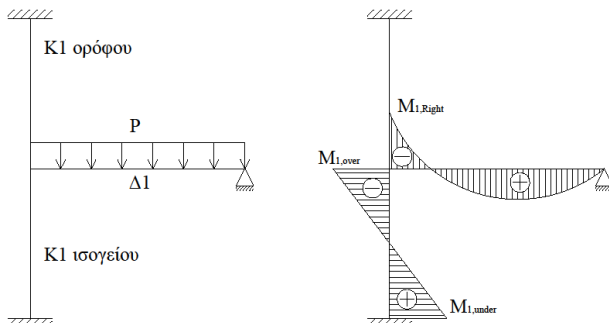
$$M_{1, over} = 22.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, under} = \frac{M_{1, over}}{2} = \frac{22.00}{2} = 11.00 \text{ KNm}$$

Συνεπώς σπλίζω το υποστύλωμα με ροπή :

$$M_{1, over} \pm M_x^E = 22.00 \pm 59.55 = 82.00 \text{ KNm}$$

8. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)



$$P_{max} = 1.35 * G + 1.50 * Q =$$

$$P_{max} = 1.35 * 20.49 + 1.50 * 2.37 = 31.22 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{δοκαριού} * l_{δοκαριού}^2}{8} =$$

$$= \frac{31.22 * 4.50^2}{8} = 79.03 \text{ KNm}$$

$$M_{1, Right} = \varepsilon * M_{max} = 0.82 * 79.03 = 64.80 \text{ KNm}$$

$$M_{1, over} = \frac{M_{1, Right}}{2} = \frac{64.80}{2} = 32.40 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{under}} = \frac{M_{1, \text{over}}}{2} = \frac{32.40}{2} = 16.20 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή : $M_{1, \text{over}} = 32.40 \text{ KNm}$.

Επομένως από τα παραπάνω προέκυψε ότι η ροπή που υπολογίστηκε με τους σεισμικούς συντελεστές είναι μεγαλύτερη από την ροπή που προέκυψε με τους στατικούς υπολογισμούς.

Έτσι για κάθε υποστύλωμα ισχύει : $M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$.

Έπειτα από την κάτοψη η οποία είναι συμμετρική και από τα υποστυλώματα τα οποία έχουν τις ίδιες διαστάσεις γνωρίζουμε ότι $M_{sd}^x = M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$.

Η τέμνουσα για το υποστύλωμα από το μοντέλο προσομοίωσης δίνεται από τον τύπο: F

$$= \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c}$$

Άρα

7. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

$$F_1 = \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c} = \frac{|22.00| + |11.00|}{3.00} = 11.00 \text{ KN}$$

$$F_{K1} = F_1 + F_x^E = 11.00 + 39.70 = 51.00 \text{ KN}$$

8. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)

$$F_2 = \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c} = \frac{|32.40| + |16.07|}{3.00} = 16.07 \text{ KN}$$

Επομένως η F_{sd} με την οποία θα οπλίσω το υποστύλωμα $K1$ είναι η μεγαλύτερη η οποία προέκυψε είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους σεισμικούς συντελεστές είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους στατικούς συντελεστές. Δηλαδή $F_{sd} = 51.00 \text{ KN}$.

$$\text{Αξονικό φορτίο : } N_{sd} = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q = 1.35 \cdot 173.23 + 1.50 \cdot 21.33 = 265.86 \text{ KN}$$

Συνεπώς τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για το υποστύλωμα $K1$ είναι :

$$M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$$

$$M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$$

$$F_{sd}^x = 51.00 \text{ KNm}$$

$$F_{sd}^y = 51.00 \text{ KNm}$$

$$N_{sd}^x = 265.86 \text{ KNm}$$

$$N_{sd}^y = 265.86 \text{ KNm}$$

Από τα δεδομένα γνωρίζουμε ότι :

c (επικάλυψη) = 3 cm
περιοχή περιβάλλοντος II

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

- i. $b \geq 25$
ii. $V_d = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} \leq 0.65$

$$F_{cd} = \frac{20}{1.50} = 13.33 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Άρα } V_d = \frac{0.266}{0.50^2 * 13.35} = 0.06$$

Επομένως ισχύει $0.06 \leq 0.65$ άρα δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή της διατομής.

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύμφωνα με τον EC8

- i. $b \geq 25$
ii. $V_d = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} \leq 0.65$ διότι η κατηγορία πλαστιμότητας που προκύπτει λόγω του σκυροδέματος που έχουμε ($\geq 16/20$) και της κατηγορίας του χάλυβα (B) είναι μεσαία (ΚΠΜ)

$$F_{cd} = \frac{20}{1.50} = 13.33 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Άρα } V_d = \frac{0.266}{0.50^2 * 13.35} = 0.06$$

Επομένως ισχύει $0.06 \leq 0.65$ άρα δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή της διατομής.

Έλεγχος λυγισμού

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1 * 300}{\sqrt{\frac{50^4}{\frac{12}{50^2}}}} = \frac{300}{\frac{50}{\sqrt{12}}} = \frac{300\sqrt{12}}{50} = 20.78 < 200$$

$$\text{πρέπει } \lambda < \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \\ \frac{15}{\sqrt{V_d}} = \frac{15}{\sqrt{0.06}} = 57.52 \end{array} \right.$$

Επομένως το υποστύλωμα δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχο έναντι λυγηρότητας.

Ελάχιστος διαμήκης οπλισμός

$$A_{s,\min} \text{ ανά πλευρά : } 4\% * b * d = 0.004 * 50 * (50 - 3 - \frac{1.40}{4}) = 9.26 \text{ cm}^2$$

$$1\Phi 18 \rightarrow \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{3.14 * (1.80)^2}{4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Άρα } \frac{9.26}{2.54} = 3.64 \rightarrow 4\Phi 18 / \text{πλευρά}$$

Πρέπει ο συνολικός οπλισμός του υποστυλώματος να είναι $> 1\% * b * h$ και $< 4\% * b * h$.

$$\text{Επομένως } 1\% * (50)^2 < 30.48 < 4\% * (50)^2$$

$$2.50 < 30.48 < 100 \text{ cm}^2.$$

Επιπλέον η απόσταση μεταξύ δύο σιδήρων διαμήκη οπλισμού πρέπει να είναι $2 \leq S \leq 20 \text{ cm}$.

$$S = \frac{50 - 2 * c - n * \Phi_L}{n - 1} = \frac{50 - 6 - 4 * 1.80}{3} = 12.27 \text{ cm}$$

Έλεγχος σε κάμψη

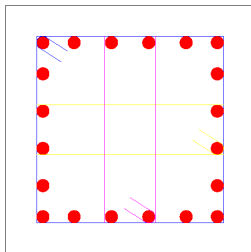
$$V_d = - \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} = -0.065$$

$$\mu_{dx} = \frac{M_d}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{0.082}{0.50^3 * 13.33} = 0.05$$

όταν ελέγχουμε το μ_d κατά την x διεύθυνση βάζουμε ως h την x διάσταση ενώ όταν ελέγχουμε την y βάζουμε την y διεύθυνση του υποστυλώματος.

$$\omega_{\text{tot}} = 0.10$$

$$A_{s,\text{tot}} = \omega_{\text{tot}} * \frac{b * h}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} = 0.10 * \frac{50^2}{\frac{1.15}{20} * 1.50} = 7.60 \text{ cm}^2$$



Από έλεγχο σε κάμψη κατά τη διεύθυνση x έχει προκύψει οπλισμός $A_{s,\text{tot}} = 7.60 \text{ cm}^2$ δηλαδή ανα πλευρά $\frac{7.60}{2} = 3.80 \text{ cm}$. Κατά τη διεύθυνση y επειδή η ροπή είναι ίδια και επειδή το υποστυλώμα είναι τετραγωνικής διατομής έχουμε $A_{s,\text{tot}} = 7.60 \text{ cm}^2$ δηλαδή ανα πλευρά $\frac{7.60}{2} = 3.80 \text{ cm}$.

Όμως από τις κατασκευαστικές διατάξεις βάλουμε ήδη οπλισμό 4Φ18 ανα πλευρά = 4 * 2.54 = 10.16 cm² > 7.80 m² που προέκυψε η κάμψη άρα κρατάω τον οπλισμό από κατασκευαστικές διατάξεις.

Κατασκευαστικές διατάξεις σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

$$I_{\text{κρίσιμο}} = \max \begin{cases} \text{Μέγιστο πλάτος υποστυλώματος} = 50 \text{ cm} \\ \frac{H}{5} = \frac{300}{5} = 60 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Συνεπώς $I_{\text{κρίσιμο}} = 60 \text{ cm}$

1. Εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$ (Φ8/ $\max S$)

$$\max S = \min \begin{cases} 12\Phi_{L,\min} = 12 * 1.80 = 21.60 \text{ cm} \\ \text{Μικρή πλευρά} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

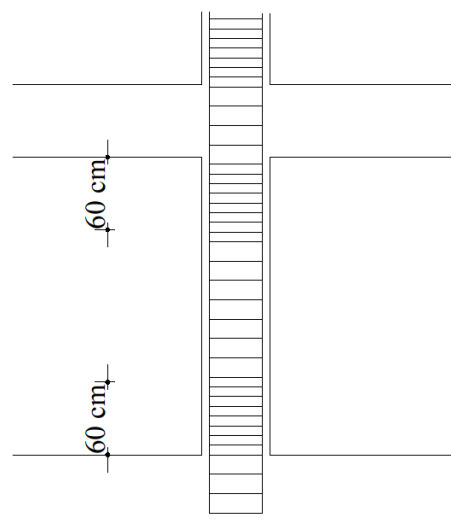
Άρα τοποθετούμε Φ8/20 εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$

2. Εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$ (Φ8/ $\max S$)

$$\max S = \min \begin{cases} 8\Phi_{L,\min} = 8 * 1.40 = 14.40 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} * \text{Μικρή πλευρά} = 25 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Άρα τοποθετούμε Φ8/10 εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$

Για κατασκευαστικούς λόγους στην πράξη τις περισσότερες φορές όλο το μήκος του υποστυλώματος λαμβάνεται κρίσιμο. Δηλαδή τοποθετούμε παντού σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις Φ8/10.



Κατασκευαστικές διατάξεις σύμφωνα με τον EC8

Για ΚΠΜ

$$I_{\text{κρίσιμο}} = \max \begin{cases} \text{Μέγιστο πλάτος υποστυλώματος} = 50 \text{ cm} \\ \frac{H}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Συνεπώς $I_{\text{κρίσιμο}} = 60 \text{ cm}$

1. Εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 6 / \max S$)

$$\max S = \min \begin{cases} 20 * \Phi_{L,\min} = 20 * 1.80 = 36.00 \text{ cm} \\ \text{Μικρή πλευρά} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

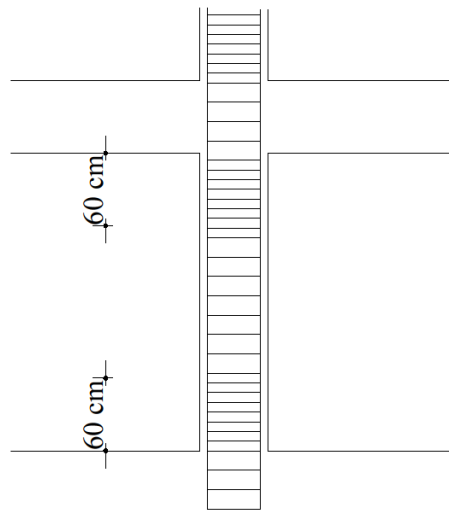
Άρα τοποθετούμε $\Phi 6 / 30$ εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$

2. Εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 6 / \max S$)

$$\max S = \min \begin{cases} 8 \Phi_{L,\min} = 8 * 1.40 = 11.20 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} * \text{Μικρή πλευρά} = 25 \text{ cm} \\ 1.75 \text{ cm} \end{cases}$$

Άρα τοποθετούμε $\Phi 6 / 10$ εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$

Για κατασκευαστικούς λόγους στην πράξη τις περισσότερες φορές όλο το μήκος του υποστυλώματος λαμβάνεται κρίσιμο. Δηλαδή τοποθετούμε παντού σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις $\Phi 6 / 10$.



Έλεγχος περίσφιγξης

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

Στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων πρέπει να γίνεται ο έλεγχος περίσφιγξης. Ο έλεγχος αυτός γίνεται για τον υπολογισμό των συνδετήρων. Αρχικά τοποθετούμε τους ελάχιστους συνδετήρες που δίνονται από τον κανονισμό για τις κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος. Στη συνέχεια, έχοντας του συνδετήρες αυτούς κάνουμε τον έλεγχο και πρέπει να ισχύει $W_{wd}^{υπάρχων} \geq W_{wd}^{υπάρχων}$.

Όπου W_{wd} είναι το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης και είναι ίσο με :

$$W_{wd}^{υπάρχων} = \frac{\text{όγκος κλειστών συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$f_{yd} \rightarrow \text{διαρροή αντοχής του χάλυβα} = \frac{\text{κατηγορία χάλυβα}}{\text{συντελεστή ασφαλείας}=1.15} \text{ (MPa)}$$

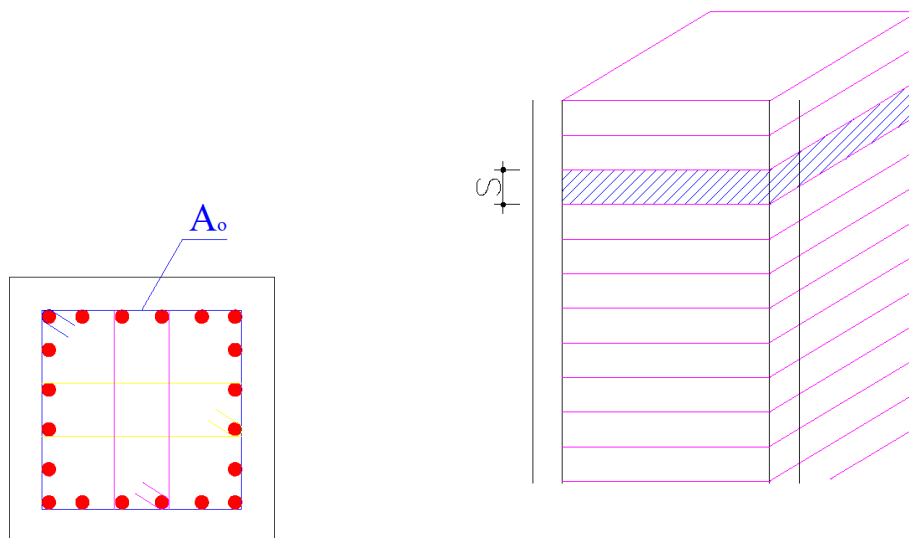
$$f_{cd} \rightarrow \text{αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος} = \frac{\text{κατηγορία σκυροδέματος}}{\text{συντελεστή ασφαλείας}=1.50} \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.50}$$

Πυρήνας (A_0) είναι η διατομή του σκυροδέματος που βρίσκεται μέσα στον εξωτερικό συνδετήρα. Δηλαδή εάν έχω υποστυλώμα $A_c = b * h$ τότε

$$A_0 = (b - 2 * c) * (h - 2 * c) \text{ cm}^2.$$



Όγκος σκυροδέματος πυρήνα = $A_o * S$

Για να υπολογίσουμε τον όγκο των κλειστών συνδετήρων πρέπει να ξέρουμε τη διατομή του συνδετήρα και πόσους συνδετήρες ανα επιφάνεια έχουμε χρησιμοποιήσει.

Παράδειγμα : για Φ8 $\rightarrow A_s = \frac{\pi * d^2}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$

Εάν έχουμε τοποθετήσει ανα επιφάνεια υποστρώματος 3 συνδετήρες πρέπει να υπολογίσουμε την περίμετρο και των 3 συνδετήρων και να την πολλαπλασιάσουμε με 0.50.

Το ογκομετρικό ποσοστό περισιφίξης που απαιτείται δίνεται από τον τύπο :

$\alpha * W_{wd}^{απαιτείται} = 0.85 V_d (0.35 * \frac{A_c}{A_o} + 0.15) - 0.035$ και πρέπει $W_{wd}^{απαιτείται} \geq 0.10$

$$\text{όπου } V_d = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{cd}}$$

$$A_c = b * h$$

$$A_o = (b - 2 * c) * (h - 2 * c) = \text{εμβαδόν πυρήνα}$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s$$

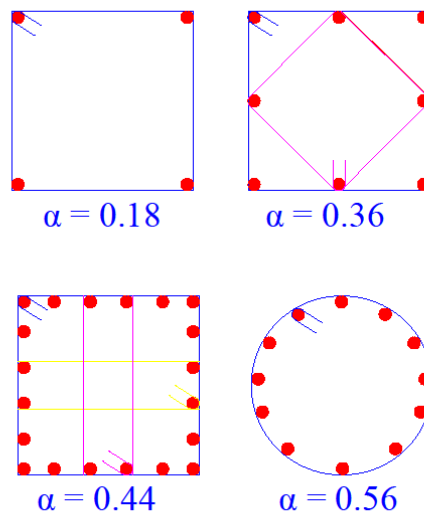
$$\alpha_n = \left(1 - \frac{s}{2 * b_o}\right)^2$$

$n \rightarrow$ ο αριθμός των κορυφών των συνδετήρων στους οποίους υπάρχουνε διαμήκη οπλισμοί.

$s \rightarrow$ η απόσταση μεταξύ δύο συνδετήρων εντός $I_{κρίσιμο}$

$$b_o = b - 2 * c$$

Ο ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός υπολογίζει προσεγγιστικά τον συντελεστή α ανάλογα με την διάταξη των συνδετήρων που έχει χρησιμοποιηθεί .



Σύμφωνα με τον EC8

Στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων πρέπει να γίνεται ο έλεγχος περίσφιγξης. Ο έλεγχος αυτός γίνεται για τον υπολογισμό των συνδετήρων. Αρχικά τοποθετούμε τους ελάχιστους συνδετήρες που δίνονται από τον κανονισμό για τις κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος. Στη συνέχεια, έχοντας του συνδετήρες αυτούς κάνουμε τον έλεγχο και πρέπει να ισχύει $W_{wd}^{υπάρχων} \geq W_{wd}^{υπάρχων}$.

Όπου W_{wd} είναι το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης και είναι ίσο με :

$$W_{wd}^{υπάρχων} = \frac{\text{όγκος κλειστών συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$f_{yd} \rightarrow \text{διαρροή αντοχής του χάλυβα} = \frac{\text{κατηγορία χάλυβα}}{\text{συντελεστή ασφαλείας}=1.15} \text{ (MPa)}$$

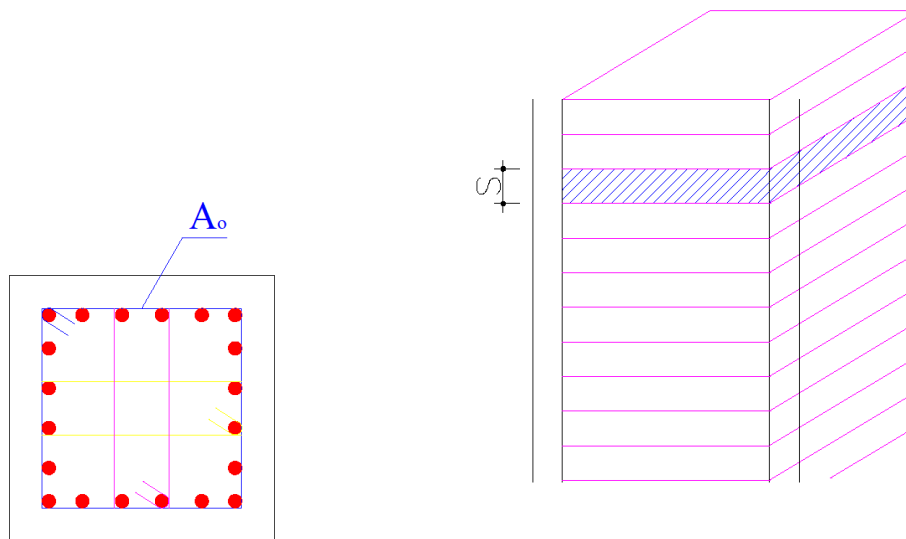
$$f_{cd} \rightarrow \text{αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος} = \frac{\text{κατηγορία σκυροδέματος}}{\text{συντελεστή ασφαλείας}=1.50} \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.50}$$

Πυρήνας (A_0) είναι η διατομή του σκυροδέματος που βρίσκεται μέσα στον εξωτερικό συνδετήρα. Δηλαδή εάν έχω υποστύλωμα $A_c = b * h$ τότε

$$A_0 = (b - 2 * c) * (h - 2 * c) \text{ cm}^2.$$



$$\text{Όγκος σκυροδέματος πυρήνα} = A_0 * S$$

Για να υπολογίσουμε τον όγκο των κλειστών συνδετήρων πρέπει να ξέρουμε τη διατομή του συνδετήρα και πόσους συνδετήρες ανα επιφάνεια έχουμε χρησιμοποιήσει.

$$\text{Παράδειγμα : για } \Phi 8 \rightarrow A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Εάν έχουμε τοποθετήσει ανα επιφάνεια υποστρώματος 3 συνδετήρες πρέπει να υπολογίσουμε την περίμετρο και των 3 συνδετήρων και να την πολλαπλασιάσουμε με 0.50.

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης που απαιτείται δίνεται από τον τύπο :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (\text{EC8 : 5.15})$$

μ_{ϕ} : η απαιτούμενη τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.

v_d : είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού ($v_d = NEd / A_c \cdot f_{cd}$)

$\varepsilon_{sy,d}$: είναι η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στην διαρροή

h_c : είναι το ύψος της συνολικής διατομής (παράλληλα με την οριζόντια διεύθυνση στην οποία εφαρμόζεται η τιμή του μ_{ϕ} που χρησιμοποιείται για το κτίριο.

h_o : είναι το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων).

b_c : είναι το πλάτος της συνολικής διατομής.

b_o : είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων).

α : είναι ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιγξης, ίσος με $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$.

Ο υπολογισμός της απαιτούμενης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_{ϕ} γίνεται με βάση τις σχέσεις (5.4), (5.5) του ΕΚ8:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 \quad \text{εάν } T_1 \geq T_c \quad (\text{EC8 : 5.4})$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \left(\frac{T_c}{T_1}\right) \quad \text{εάν } T_1 \leq T_c \quad (\text{EC8 : 5.5})$$

Όπου το q_0 είναι η τιμή του βασικού συντελεστή συμπεριφοράς

Για το $\varepsilon_{sy,d}$ ισχύει: $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s$ (το E_s είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα).

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i^2}{6 \cdot A_o}\right) \quad (\text{EC8 : 5.16a})$$

Επιπλέον :

• Για τοιχώματα μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας (DCM): $\omega_{wd} \geq 0,08$

• Για τοιχώματα υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (DCH): $\omega_{wd} \geq 0,12$

Η διάμετρος d_{bw} των κλειστών συνδετήρων και των εγκάρσιων συνδέσμων πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με:

$$\blacklozenge \text{ DCM: } d_{bw} \geq 6 \text{ mm} \quad (\text{EC8 : 7.10})$$

$$\blacklozenge \text{ DCH: } d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bl,max} \quad (\text{EC8 : 7.11})$$

Η απόσταση, s , μεταξύ των συνδετήρων δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή:

$$\blacklozenge \text{ DCM: } s = \min \{ b_o / 2 ; 175 ; 8\Phi_L \} \text{ (mm)}$$

$$\blacklozenge \text{ DCH: } s = \min \{ b_o / 3 ; 125 ; 6\Phi_L \} \text{ (mm)}$$

Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών ράβδων του διαμήκουσ οπλισμού που δεσμεύονται από κλειστούς συνδετήρες ή εγκάρσιους συνδέσμους δεν υπερβαίνει τα:

- ◆ DCM: 200mm
- ◆ DCH: 150mm

Επιπλέον οι χρησιμοποιούμενες σχέσεις για τον υπολογισμό του α_s (5.17) είναι :

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΧΕΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ α_s	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ
Τετραγωνική	$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right)^2$	Το b_o προκύπτει από την σχέση: $b_o = \sqrt{A_o}$
Ορθογωνική	$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot d_o}\right)$	Τα b_o , d_o προκύπτουν ως εξής: $b_o = b - 2 \cdot (c + \Phi_w / 2)$ $d_o = d - 2 \cdot (c + \Phi_w / 2)$ Όπου c =επικάλυψη, b/d =πλήρεις διαστάσεις διατομής, Φ_w =διάμετρος εξωτερικού συνδετήρα.
Γωνιακή Γ	$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right)^2$	Το b_o προκύπτει από την σχέση: $b_o = \sqrt{A_o}$
Σταυροειδής		
Διατομή T		
Κυκλική	$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right)$	Ισχύει και για ορθογωνική ή τετραγωνική διατομή με σπειροειδή σπλισμό

Έλεγχος σε διάτμηση

Ο έλεγχος σε διάτμηση στα υποστυλώματα είναι υποχρεωτικός και γίνεται στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων. Αρχικά υπολογίζεται η τέμνουσα σχεδιασμού (V_{sd}). Στη

συνέχεια υπολογίζεται ο $V_{rd,2} = \frac{1}{2} * V * f_{cd} * b_w$.

$V_{sd} \rightarrow$ αυτό που αντέχει

$V_{rd,2} \rightarrow$ πόσο αντέχει

$$V = 0.7 * \frac{f_{ck}}{200}$$

Πρέπει $V_{rd,2} \geq V_{sd}$, εάν δεν ισχύει η ανισότητα τότε αλλάζω διατομή σκυροδέματος για το υποστυλώμα και ξεκινάω την άσκηση από την αρχή. Ενώ εάν η ανισότητα ισχύει προχωράμε και υπολογίζουμε το $V_{rd,3}$.

$$V_{rd,3} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$V_{cd} = V_{rd,1} \rightarrow \text{χωρίς σεισμό}$$

$$V_{cd} = 0.30 * V_{rd,1} \rightarrow \text{με σεισμό}$$

$$V_{rd,1} = [T_{Rd} * K * (1.20 + 40 * \rho_l + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d]$$

Όπου

T_{Rd} = η διατμητική αντοχή του σκυροδέματος την οποία την λαμβάνουμε από πίνακα.

$$K = 1.60 - d$$

d = η διάσταση του υποστυλώματος χωρίς την επικάλυψη.

ρ_l = το ποσοστό του εφελκόμενου οπλισμού που βρίσκεται στο κρίσιμο μήκος, για υποστυλώματα όλος ο οπλισμός είναι εφελκόμενος.

σ_{cp} = το πηλίκο της αξονικής δύναμης σχεδιασμού προς τη διατομή του σκυροδέματος.

Ο υπολογισμός του V_{wd} μας καθορίζει τους συνδετήρες στην κρίσιμη περιοχή. Δηλαδή θεωρούμε ότι γνωρίζουμε τους συνδετήρες από τον έλεγχο περισφιγξης και από τις κατασκευαστικές διατάξεις υπολογίζοντας το V_{wd} από τον τύπο :

$$V_{wd} = \frac{A_{s,wd}}{s} * 0.90 * d * f_{yd}$$

Όπου d η απόσταση δύο συνδετήρων στην κρίσιμη περιοχή.

$A_{s,wd}$ είναι η διατομή ανάλογα με τη διάμετρο των συνδετήρων.

Άσκηση

Δίνεται τμήμα κάτοψης διώροφης κατοικίας στο Ηράκλειο της Κρήτης.

Δεδομένα :

Για την πλάκα Π_1 : $h_f = 17 \text{ cm}$

Δ 25/55

K 50/50

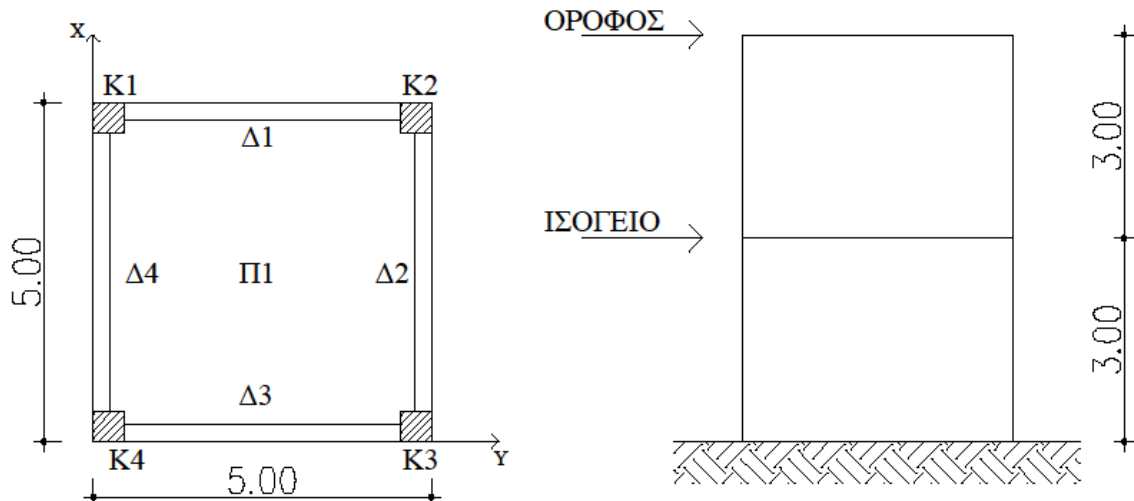
$A = 0.24 \cdot g$

Περιοχή περιβάλλοντος Π

$E = 28 \text{ GPa} = 28000 \text{ MPa}$

$H = 3.00 \text{ m}$

$K_1 = K_2 = K_3 = K_4$



Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης του κτιρίου, να γίνει η κατανομή της τέμνουσας στους ορόφους και τέλος να βρεθεί η τέμνουσα βάσης για κάθε όροφο.

Λύση

1. Αξονικά μήκη

$$\text{Πλάκα } \Pi_1 : l_x = l_y = 5.00 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 4.75 \text{ m}$$

Για τα δοκάρια ισχύει $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4 = l_\Delta$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και τις ίδιες πλάκες.

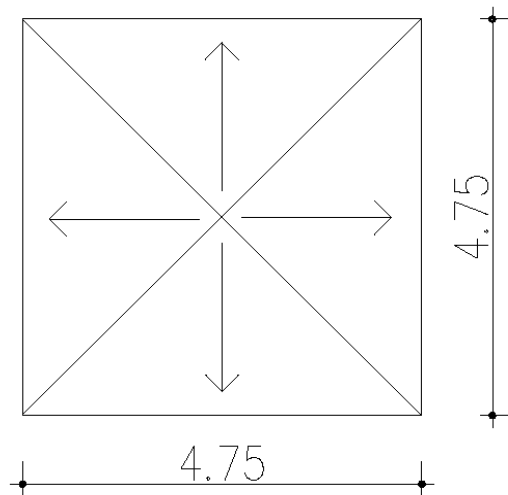
$$\text{Άρα } l_\Delta = 5.00 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.50 \text{ m}$$

2. Φορτία πλακών

Το φορτίο της πλάκας του ορόφου είναι ίσο με το φορτίο της πλάκας του ισογείου.

$$g = \text{ίδιο βάρος της πλάκας} + \text{δάπεδο}$$
$$\text{Επομένως } g = 0.17 \cdot 25 + 1 = 5.25 \text{ KN/m}^2$$
$$q = 2.00 \text{ KN/m}^2$$

3. Φορτία δοκαριών ορόφου



$$E_{\text{τριγώνου}} = \frac{1}{2} * \beta * \nu = \frac{1}{2} * 4.75 * \frac{4.75}{2} = 5.64 \text{ m}^2$$

Ισχύει ότι $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_4$ διότι έχουν το ίδιο μήκος και επιβαρύνονται από πλάκες με τις ίδιες ιδιότητες.

- $\frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 5.25}{4.75} = 6.24 \text{ KN/m}$
- $I.B. = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$

$$G_{ολ} = 6.23 + 3.44 = 9.67 \text{ KN / m}$$

$$Q_{ολ} = \frac{E * g}{l} = \frac{5.64 * 2.00}{4.75} = 2.37 \text{ KN / m}$$

4. Υποστυλώματα ορόφου

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : \frac{G \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{G \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} + \frac{9.67 \cdot 4.50}{2} = 43.52 \text{ KN/m}$$

$$I.B. = 25 \cdot 0.5 \cdot 0.5 \cdot 3 = 18.75 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 43.52 + 18.75 = 62.26 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q \cdot l_{\Delta 1}}{2} + \frac{Q \cdot l_{\Delta 4}}{2} = \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} + \frac{2.37 \cdot 4.50}{2} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$m_{\text{ορόφου}} = \frac{\beta_{\text{ορόφου}}}{g} = \frac{4 \cdot 62.26 + 0.3 \cdot 4 \cdot 10.67}{g} = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

5. Δοκάρια ισογείου

Ισχύει $\Delta 1 = \Delta 2 = \Delta 3 = \Delta 4$

Μόνιμο φορτίο :

$$I.B. = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποια} = 3.60 \cdot 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Πλάκα} = 6.25 \text{ KN / m}$$

$$\text{Επομένως } G_{\text{Ολικό}} = 3.44 + 10.80 + 6.25 = 20.49 \text{ KN / m}$$

Κινητό φορτίο :

Από πλάκα 2.37 KN / m

$$\text{Επομένως } Q_{\text{Ολικό}} = 2.37 \text{ KN / m}$$

6. Υποστυλώματα ισογείου

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Τα υποστυλώματα του ισογείου «σηκώνουν» τα φορτία μόνιμα και κινητά των υποστυλωμάτων του ορόφου.

Μόνιμο φορτίο :

Το μόνιμο φορτίο για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 είναι ίδιο λόγω συμμετρίας της κάτοψης.

$$K1 : 4.50 \cdot \left(\frac{G_{\text{ισογείου}}^{\Delta 1}}{2} + \frac{G_{\text{ισογείου}}^{\Delta 4}}{2} \right) = 4.50 \cdot \left(\frac{20.49}{2} + \frac{20.49}{2} \right) = 92.21$$

KN/m

$$I.B. = 25.00 \cdot 0.50^2 \cdot 3.00 = 18.75 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 62.26 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$G_{\text{Ολικό}}^{\text{ισογείου}} = 92.21 + 18.75 + 62.26 = 173.23 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο :

$$K1 : \frac{Q_{\Delta 1}}{2} * 4.50 + \frac{Q_{\Delta 4}}{2} * 4.50 = \frac{2.37}{2} * 4.50 + \frac{2.37}{2} * 4.50 = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{Ολικό}}^{\text{ορόφου}} = 10.67 \text{ KN/m}$$

Άρα για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 ισχύει :

$$Q_{\text{Ολικό}}^{\text{ισογείου}} = 10.67 + 10.67 = 21.34 \text{ KN/m}$$

Άρα η συνολική μάζα της κατασκευής θα είναι :

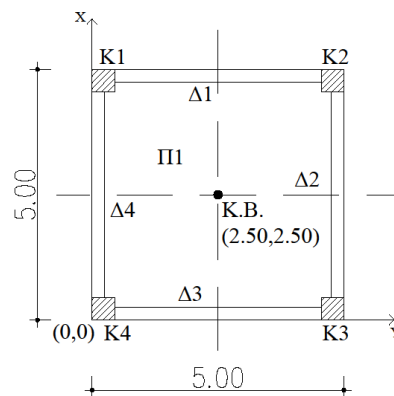
$$M_{\text{ολική}} = \frac{B_{\text{ολικό}}}{g} = \frac{4 * 173.23 + 0.3 * 4 * 21.34}{g} = \frac{719}{g} \text{ Kgr}$$

με καθαρή μάζα του ορόφου, όπως προέκυψε, $\frac{262}{g} \text{ Kgr}$ και καθαρή μάζα του ισογείου

$$\frac{719}{g} - \frac{262}{g} = \frac{457}{g} \text{ Kgr.}$$

Να υπολογιστεί το κέντρο βάρους, το κέντρο ελαστικής στροφής καθώς και η εκκεντρότητα του ορόφου.

Λύση



Σύμφωνα με το παραπάνω ερώτημα γνωρίζουμε τα εξής:

- Φορτία ορόφου : $G = 43.51 \text{ KN/m}$
 $Q = 10.67 \text{ KN/m}$
- Φορτία ισογείου : $G = 173.23 \text{ KN/m}$
 $Q = 21.33 \text{ KN/m}$

Εύρεση κέντρου βάρους

Υποστυλώματα	x_i	y_i	P_i	$x_i * P_i$	$y_i * P_i$
K1	0.25	4.75	46.71	11.68	221.88
K2	4.75	4.75	46.71	221.88	221.88
K3	0.25	0.25	46.71	11.68	11.68
K4	4.75	0.25	46.71	221.88	11.68
Σύνολο	-	-	186.84	467.12	467.12

Λόγω συμμετρίας των υποστυλωμάτων γνωρίζουμε ότι $P_1 = P_2 = P_3 = P_4$

Άρα $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 43.51 + 0.30 * 10.64 = 46.71$ KN

Συνεπώς

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n x_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^n y_i P_i}{\sum P_i} = \frac{467.12}{186.84} = 2.50 \text{ m}$$

Εύρεση κέντρου ελαστικής στροφής

$$I_x = I_y = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.50^4}{12} = 0.005 \text{ m}^4$$

Εξαιτίας του γεγονότος ότι τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικής μορφής και ίδιας διάστασης τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά διεύθυνση y η ροπή αδράνειας είναι ίδια στις δύο διευθύνσεις και ισούται με $I = 0.005 \text{ m}^4$. Επομένως ο δείκτης ακαμψίας τόσο και στις δύο διευθύνσεις είναι ίδιος για όλα τα υποστυλώματα.

$$\text{Άρα } K_x = K_y = 12 * \frac{E_c * I}{H^3} = 12 * \frac{28000 * 5.20 * 13^{-3}}{3^3} = 64.71 \text{ MN/m}$$

Υποστυλώματα	x_i	y_i	$K_{i,x}$	$K_{i,y}$	$x_i K_{i,x}$	$y_i K_{i,y}$
K1	0.25	4.75	64.71	64.71	16.18	307.38
K2	4.75	4.75	64.71	64.71	307.38	307.38
K3	0.25	0.25	64.71	64.71	16.18	16.18
K4	4.75	0.25	64.71	64.71	307.38	16.18
Σύνολο	-	-	258.84	258.84	647.11	647.11

$$x_\varepsilon = \frac{\sum x_i K_{i,y}}{\sum K_{i,y}} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

$$y_\varepsilon = \frac{\sum y_i K_{i,x}}{\sum K_{i,x}} = \frac{647.11}{258.84} = 2.50 \text{ m}$$

Εύρεση εκκεντρότητας

$$l_x = |x_G - x_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

$$l_y = |y_G - y_e| = 2.50 - 2.50 = 0$$

$$e = \sqrt{l_x^2 + l_y^2} = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0 \leq 0.50 \text{ m}$$

Επομένως τόσο οι διαστάσεις όσο και η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων είναι σωστές και συνεχίζεται η επίλυση.

Να υπολογιστούν :

1. Η τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου
2. Κατανομή της τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα
3. Η κατανομή της σεισμικής ροπής στα υποστυλώματα
4. Το αξονικό φορτίο σχεδιασμού κάθε υποστυλώματος

Με έδαφος κατηγορίας Β.

Λύση

1. Η τέμνουσα βάσης κάθε ορόφου

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

$$T_x = 0.09 * H * L_x^{-\frac{1}{2}} * \left(\frac{H}{H+P*L_x} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{5}} = 0.24 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.09 * H * L_y^{-\frac{1}{2}} * \left(\frac{H}{H+P*L_y} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{5}} = 0.24 \text{ sec.}$$

Το έδαφος είναι κατηγορίας Β επομένως οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος σχεδιασμού προκύπτουν από τον πίνακα που παρατίθεται στο θεωρητικό μέρος πιο πάνω και είναι : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$$T_2 = 0.60 \text{ sec}$$

Λόγω του ότι η ιδιοπερίοδος κατά x και κατά y βρίσκεται εντός των τιμών T_1 και T_2 και ισχύει $T_1 < T_x$ και $T_2 < T_y$ η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού δίνεται από τις

$$\text{σχέσεις } \Phi_d(T)_x = A * \gamma * \frac{\beta_0}{q} * n = 0.24 * g * 1 * \frac{2.50}{3.50} = 0.17g$$

$$\Phi_d(T)_y = A * \gamma * \frac{\beta_0}{q} * n = 0.24 * g * 1 * \frac{2.50}{3.50} = 0.17g$$

Όπου $\Phi_d(T)_x = \Phi_d(T)_y$ διότι η ιδιοπερίοδος είναι ίδια για τις δύο διευθύνσεις και $n = 1$ ο συντελεστής απόσβεσης για σπλισμένο σκυρόδεμα.

$$V_o^x = \text{Μάζα} \Phi d(T)_x = \frac{718.52}{g} * 0.17 * g = 122.15 \text{ KN}$$

$$V_o^y = \text{Μάζα} \Phi d(T)_y = \frac{718.52}{g} * 0.17 * g = 122.15 \text{ KN}$$

$F_i = V_o * \frac{m_i y_i}{\sum m_i y_i}$ με i από 1 έως 2 σύμφωνα με τον αριθμό ορόφων που έχουμε.

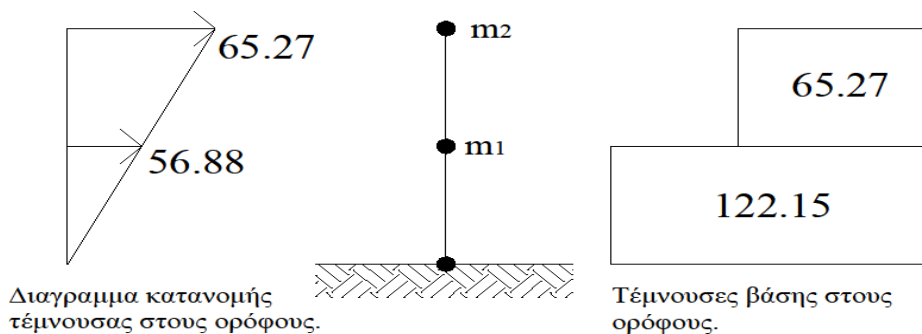
$$m_2 = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

$$m_1 = \frac{718.52 - 262}{g} = \frac{456.58}{g} \text{ Kgr}$$

ο υπολογισμός της μάζας του ισογείου γίνεται διότι τη χρειαζόμαστε ανεξάρτητα από τη μάζα του ορόφου.

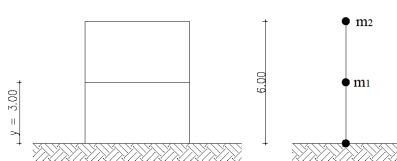
$$F_1 = V_o * \frac{m_1 y_1}{m_1 y_1 + m_2 y_2} = 122.15 * \frac{\frac{456.80}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 56.88 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_o * \frac{m_2 y_2}{m_1 y_1 + m_2 y_2} = 122.15 * \frac{\frac{262}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 65.27 \text{ KN}$$



Επομένως παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη δύναμη παρουσιάζεται στον κάτω όροφο ενώ η μεγαλύτερη κίνηση παρουσιάζεται στον επάνω όροφο.

Σύμφωνα με τον EC8



Από την εκφώνηση προκύπτει ότι το έδαφος ανήκει στην κατηγορία C → Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.

Επομένως :

$$S = 1.15$$

$$T_B(S) = 0.20 \text{ sec}$$

$$T_C(S) = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_D(S) = 2.50 \text{ sec}$$

$$T = C_t * H^{\frac{3}{4}}$$

Όπου

$C_t = 0.075$ σταθερά που προκύπτει λόγω πλαισίου σκυροδέματος.

$$\text{Συνεπώς } T = C_t * H^{\frac{3}{4}} = 0.075 * 6^{\frac{3}{4}} = 0.29 \text{ sec}$$

Άρα προκύπτει ότι $T_B \leq T \leq T_C \rightarrow 0.20 \leq 0.29 \leq 0.60$

$$\text{Επομένως } S_d(T) = a_g * S * \frac{b_0}{q} = 1 * 0.24 * g * 1.15 * \frac{2.50}{3.50} = 0.20 * g$$

Όπου

$$a_g = \gamma * a_{gR}$$

$$a_{gR} = 0.24 * g$$

$$\gamma = 1.00 \text{ (λόγω κατοικίας)}$$

$$q = 3.50 \text{ (λόγω κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει πλαίσια και τοιχώματα)}$$

$$b_0 = 2.50 \text{ σταθερά}$$

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

$$\lambda = 0.85 \text{ διότι } T \leq 2 * T_C \rightarrow 0.54 \leq 1.20$$

$$\text{Συνεπώς } F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0.20 * g * \frac{718.52}{g} * 0.85 = 122.15 \text{ KN}$$

$$F_i = F_b * \frac{S_i m_i}{\sum S_j m_j} \text{ με } i \text{ από } 1 \text{ έως } 2 \text{ σύμφωνα με τον αριθμό ορόφων που έχουμε.}$$

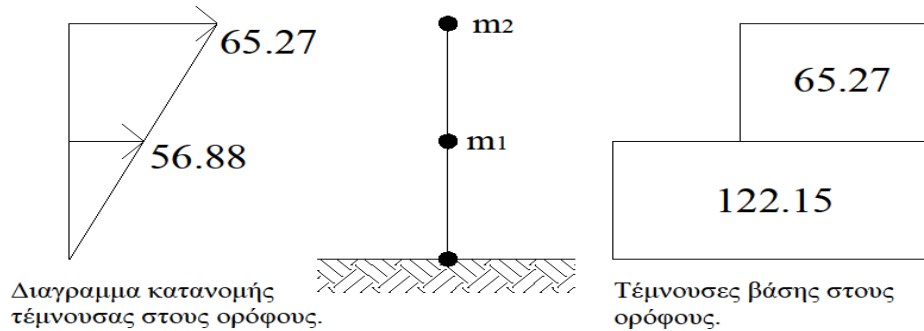
$$m_2 = \frac{262}{g} \text{ Kgr}$$

$$m_1 = \frac{718.52 - 262}{g} = \frac{456.58}{g} \text{ Kgr}$$

ο υπολογισμός της μάζας του ισογείου γίνεται διότι τη χρειαζόμαστε ανεξάρτητα από τη μάζα του ορόφου.

$$F_1 = F_b * \frac{S_1 m_1}{S_1 m_1 + S_2 m_2} = 122.15 * \frac{\frac{456.80}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 56.88 \text{ KN}$$

$$F_2 = F_b * \frac{S_2 m_2}{S_1 m_1 + S_2 m_2} = 122.15 * \frac{\frac{262}{g} * 3}{\frac{456.58 * 3}{g} + \frac{262 * 6}{g}} = 65.27 \text{ KN}$$



Επομένως παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη δύναμη παρουσιάζεται στον κάτω όροφο ενώ η μεγαλύτερη κίνηση παρουσιάζεται στον επάνω όροφο.

2. Κατανομή της τέμνουσας βάσης στα υποστυλώματα

$$\left. \begin{aligned} \sum K_x &= 4 * 64.71 = 258.74 \text{ MN/m} \\ \sum K_y &= 4 * 64.71 = 258.74 \text{ MN/m} \end{aligned} \right\} \text{Πολλαπλασιάζω με το 4 διότι έχω 4 υποστυλώματα.}$$

$$F_x^E = F_b \frac{K_x}{\sum K_x} = 122.15 * \frac{64.71}{258.74} = 30.54 \text{ KN}$$

$$F_y^E = F_b \frac{K_y}{\sum K_y} = 122.15 * \frac{64.71}{258.74} = 30.54 \text{ KN}$$

3. Το αξονικό φορτίο σχεδιασμού κάθε υποστυλώματος

$$F_x^E = F_{Ex} + 0.3 * F_{Ey} = 30.54 + 0.30 * 30.54 = 39.70 \text{ KN}$$

$$F_y^E = F_{Ey} + 0.3 * F_{Ex} = 30.54 + 0.30 * 30.54 = 39.70 \text{ KN}$$

4. Η κατανομή της σεισμικής ροπής στα υποστυλώματα

Διεύθυνση x-x :

$$M_E^{over} = M_E^{under} = F_x^E * \frac{M}{2} = 39.70 * \frac{3}{2} = 59.55 \text{ KNm}$$

Διεύθυνση y-y :

$$M_E^{over} = M_E^{under} = F_y^E * \frac{M}{2} = 39.70 * \frac{3}{2} = 59.55 \text{ KNm}$$

Να επιλυθούν τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4

- Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

Γνωρίζουμε ότι :

$$K_x = K_y = 64.71$$

$$l_{\Delta}^{\alphaξονικό} = 4.50 \text{ m}$$

$$G_{\Delta 1}^{\sigmaλικό} = 20.49 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\Delta 1}^{\sigmaλικό} = 2.37 \text{ KN/m}$$

$$V_{ox} = V_{oy} = 122.15 \text{ KN}$$

$$V_x^E = V_y^E = 39.70 \text{ KN} \text{ κάθε υποστώλιωμα λόγω σεισμού}$$

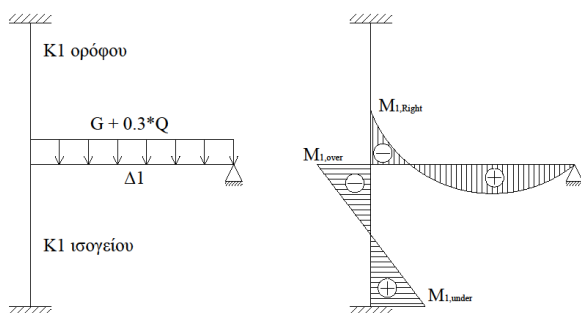
$$M_x^E = M_y^E = 59.55 \text{ KNm} \text{ κάθε υποστώλιωμα λόγω σεισμού}$$

Παρατήρηση : Το κέντρο βάρους συμπίπτει με το κέντρο ελαστικής στροφής επομένως δεν χρειάζεται διόρθωση τέμνουσας.

Λύση

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων ισογείου.

1. K1_x (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)



$$G+0.30*Q = 20.49+0.30*2.31 = 21.20 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\delta\sigma\kappa\alpha\rho\iota\acute{o}\upsilon} * l_{\delta\sigma\kappa\alpha\rho\iota\acute{o}\upsilon}^2}{8} = \frac{21.20 * 4.50^2}{8} = 53.66 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\max}$$

$$I_L = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 55^3}{12} = 34661.60 \text{ cm}^4$$

$$I_c^{over} = I_c^{under} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$\varepsilon = \frac{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}}{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}} + \frac{I_L}{l_L}} = \frac{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50} + \frac{346614.60}{4.70}} = 0.82$$

όπου :

$$I_c^{over} = 3.00 \text{ m}$$

$I_c^{under} = 3.50 \text{ m}$ διότι υπολογίζω στο υποστύλωμα του ισογείου και το υποστύλωμα της θεμελίωσης το οποίο είναι 0.50 m.

$$I_L = 4.70 + \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.70 \text{ m}$$

$$\text{Άρα } M_{1, Right} = \varepsilon * M_{max} = 0.82 * 53.66 = 44.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, over} = \frac{M_{1, Right}}{2} = M_{1, Right} * \frac{\frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}}{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}} = 44.00 * \frac{\frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}} \rightarrow$$

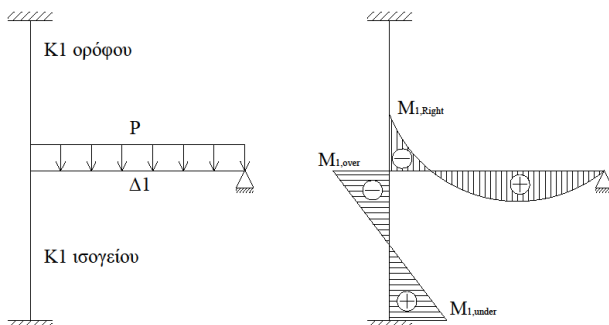
$$M_{1, over} = 22.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, under} = \frac{M_{1, over}}{2} = \frac{22.00}{2} = 11.00 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή :

$$M_{1, over} \pm M_x^E = 22.00 \pm 59.55 = 82.00 \text{ KNm}$$

2. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)



$$P_{max} = 1.35 * G + 1.50 * Q =$$

$$P_{max} = 1.35 * 20.49 + 1.50 * 2.37 = 31.22 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P \delta \sigma \kappa \alpha \rho \iota \acute{o} \upsilon * l^2 \delta \sigma \kappa \alpha \rho \iota \acute{o} \upsilon}{8} = \frac{31.22 * 4.50^2}{8} = 79.03 \text{ KNm}$$

$$M_{1, Right} = \varepsilon * M_{max} = 0.82 * 79.03 = 64.80 \text{ KNm}$$

$$M_{1, over} = \frac{M_{1, Right}}{2} = \frac{64.80}{2} = 32.40$$

KNm

$$M_{1, under} = \frac{M_{1, over}}{2} = \frac{32.40}{2} = 16.20 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή : $M_{1, over} = 32.40 \text{ KNm}$.

Επομένως από τα παραπάνω προέκυψε ότι η ροπή που υπολογίστηκε με τους σεισμικούς συντελεστές είναι μεγαλύτερη από την ροπή που προέκυψε με τους στατικούς υπολογισμούς.

Έτσι για κάθε υποστύλωμα ισχύει : $M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$.

Έπειτα από την κάτοψη η οποία είναι συμμετρική και από τα υποστυλώματα τα οποία έχουν τις ίδιες διαστάσεις γνωρίζουμε ότι $M_{sd}^x = M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$.

Η τέμνουσα για το υποστύλωμα από το μοντέλο προσομοίωσης δίνεται από τον τύπο: V

$$= \frac{|M_1^{over}| + |M_1^{under}|}{l_c}$$

Άρα

1. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

$$V_1 = \frac{|M_1^{over}| + |M_1^{under}|}{l_c} = \frac{|22.00| + |11.00|}{3.00} = 11.00 \text{ KN}$$

$$V_{K1} = V_1 + V_x^E = 11.00 + 39.70 = 51.00 \text{ KN}$$

2. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)

$$V_2 = \frac{|M_1^{over}| + |M_1^{under}|}{l_c} = \frac{|32.40| + |16.07|}{3.00} = 16.07 \text{ KN}$$

Επομένως η V_{sd} με την οποία θα οπλίσω το υποστύλωμα $K1$ είναι η μεγαλύτερη η οποία προέκυψε είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους σεισμικούς συντελεστές είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους στατικούς συντελεστές. Δηλαδή $V_{sd} = 51.00 \text{ KN}$.

$$\text{Αξονικό φορτίο : } N_{sd} = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q = 1.35 \cdot 173.23 + 1.50 \cdot 21.33 = 265.86 \text{ KN}$$

Συνεπώς τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για το υποστύλωμα $K1$ είναι :

$$M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$$

$$M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$$

$$V_{sd}^x = 51.00 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^y = 51.00 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^x = 265.86 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^y = 265.86 \text{ KN}$$

- Σύμφωνα με τον EC8

Γνωρίζουμε ότι :

$$K_x = K_y = 64.71$$

$$l_{\Delta}^{\alpha\lambda\omicron\nu\iota\kappa\acute{o}} = 4.50 \text{ m}$$

$$G_{\Delta 1}^{\omicron\lambda\iota\kappa\acute{o}} = 20.49 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\Delta 1}^{\omicron\lambda\iota\kappa\acute{o}} = 2.37 \text{ KN/m}$$

$$F_{bx} = F_{by} = 122.15 \text{ KN}$$

$$F_x^E = F_y^E = 39.70 \text{ KN} \text{ \textit{k}\acute{a}\theta\eta \text{ \textit{u}\rho\omicron\sigma\tau\acute{\upsilon}\lambda\omega\mu\alpha \text{ \textit{l}\omicron\gamma\omega \text{ \textit{s}\epsilon\iota\sigma\mu\acute{o}\upsilon}}$$

$$M_x^E = M_y^E = 59.55 \text{ KNm} \text{ \textit{k}\acute{a}\theta\eta \text{ \textit{u}\rho\omicron\sigma\tau\acute{\upsilon}\lambda\omega\mu\alpha \text{ \textit{l}\omicron\gamma\omega \text{ \textit{s}\epsilon\iota\sigma\mu\acute{o}\upsilon}}$$

Παρατήρηση : Το κέντρο βάρους συμπίπτει με το κέντρο ελαστικής στροφής επομένως δεν χρειάζεται διόρθωση τέμνουσας.

Λύση

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων ισογείου.

1. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

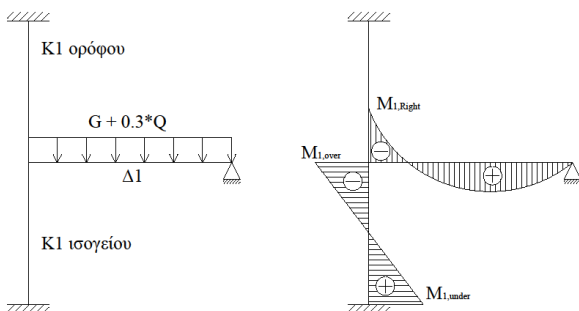
$$G+0.30*Q = 20.49+0.30*2.31 = 21.20 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\text{δοκαριού}} * l_{\text{δοκαριού}}^2}{8} = \frac{21.20 * 4.50^2}{8} = 53.66 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{Right}} = \epsilon * M_{\max}$$

$$I_L = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 55^3}{12} = 34661.60 \text{ cm}^4$$

$$I_c^{\text{over}} = I_c^{\text{under}} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$



$$\varepsilon = \frac{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}}{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}} + \frac{I_L}{l_L}} = \frac{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50} + \frac{346614.60}{4.70}} = 0.82$$

όπου :

$$I_c^{over} = 3.00 \text{ m}$$

$I_c^{under} = 3.50 \text{ m}$ διότι υπολογίζω στο υποστύλωμα του ισογείου και το υποστύλωμα της θεμελίωσης το οποίο είναι 0.50 m .

$$I_L = 4.70 + \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.70 \text{ m}$$

$$\text{Άρα } M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\text{max}} = 0.82 * 53.66 = 44.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{over}} = \frac{M_{1, \text{Right}}}{2} = M_{1, \text{Right}} * \frac{\frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}}{\frac{I_c^{over}}{l_c^{over}} + \frac{I_c^{under}}{l_c^{under}}} = 44.00 * \frac{\frac{520833.33}{3.50}}{\frac{520833.33}{3.00} + \frac{520833.33}{3.50}} \rightarrow$$

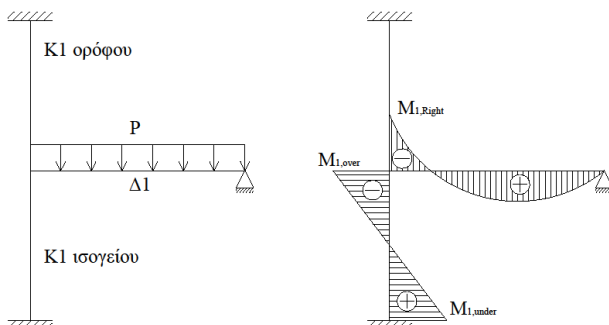
$$M_{1, \text{over}} = 22.00 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{under}} = \frac{M_{1, \text{over}}}{2} = \frac{22.00}{2} = 11.00 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή :

$$M_{1, \text{over}} \pm M_x^E = 22.00 \pm 59.55 = 82.00 \text{ KNm}$$

2. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)



$$P_{\text{max}} = 1.35 * G + 1.50 * Q =$$

$$P_{\text{max}} = 1.35 * 20.49 + 1.50 * 2.37 = 31.22 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{P \delta \text{καριού} * l_{\delta \text{καριού}}^2}{8} =$$

$$= \frac{31.22 * 4.50^2}{8} = 79.03 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{Right}} = \varepsilon * M_{\text{max}} = 0.82 * 79.03 = 64.80 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{over}} = \frac{M_{1, \text{Right}}}{2} = \frac{64.80}{2} = 32.40 \text{ KNm}$$

$$M_{1, \text{under}} = \frac{M_{1, \text{over}}}{2} = \frac{32.40}{2} = 16.20 \text{ KNm}$$

Συνεπώς οπλίζω το υποστύλωμα με ροπή : $M_{1, \text{over}} = 32.40 \text{ KNm}$.

Επομένως από τα παραπάνω προέκυψε ότι η ροπή που υπολογίστηκε με τους σεισμικούς συντελεστές είναι μεγαλύτερη από την ροπή που προέκυψε με τους στατικούς υπολογισμούς.

Έτσι για κάθε υποστύλωμα ισχύει : $M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$.

Έπειτα από την κάτοψη η οποία είναι συμμετρική και από τα υποστυλώματα τα οποία έχουν τις ίδιες διαστάσεις γνωρίζουμε ότι $M_{sd}^x = M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$.

Η τέμνουσα για το υποστύλωμα από το μοντέλο προσομοίωσης δίνεται από τον τύπο: F

$$= \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c}$$

Άρα

1. $K1_x$ (υπολογισμός με τους σεισμικούς συντελεστές)

$$F_1 = \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c} = \frac{|22.00| + |11.00|}{3.00} = 11.00 \text{ KN}$$

$$F_{K1} = F_1 + F_x^E = 11.00 + 39.70 = 51.00 \text{ KN}$$

2. $K1_x$ (υπολογισμός με τους στατικούς συντελεστές)

$$F_2 = \frac{|M_1^{\text{over}}| + |M_1^{\text{under}}|}{l_c} = \frac{|32.40| + |16.07|}{3.00} = 16.07 \text{ KN}$$

Επομένως η F_{sd} με την οποία θα οπλίσω το υποστύλωμα $K1$ είναι η μεγαλύτερη η οποία προέκυψε είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους σεισμικούς συντελεστές είτε από τους υπολογισμούς λαμβάνοντας υπόψη τους στατικούς συντελεστές. Δηλαδή $F_{sd} = 51.00 \text{ KN}$.

$$\text{Αξονικό φορτίο : } N_{sd} = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q = 1.35 \cdot 173.23 + 1.50 \cdot 21.33 = 265.86 \text{ KN}$$

Συνεπώς τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για το υποστύλωμα $K1$ είναι :

$$M_{sd}^x = 82.00 \text{ KNm}$$

$$M_{sd}^y = 82.00 \text{ KNm}$$

$$F_{sd}^x = 51.00 \text{ KN}$$

$$F_{sd}^y = 51.00 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^x = 265.86 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^y = 265.86 \text{ KN}$$

Από τα δεδομένα γνωρίζουμε ότι :

c (επικάλυψη) = 3 cm

περιοχή περιβάλλοντος II

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

i. $b \geq 25$

ii. $V_d = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} \leq 0.65$

$$F_{cd} = \frac{20}{1.50} = 13.33 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Άρα } V_d = \frac{0.266}{0.50^2 * 13.35} = 0.06$$

Επομένως ισχύει $0.06 \leq 0.65$ άρα δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή της διατομής.

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύμφωνα με τον EC8

i. $b \geq 25$

ii. $V_d = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} \leq 0.65$ διότι η κατηγορία πλαστιμότητας που προκύπτει λόγω του σκυροδέματος που έχουμε ($\geq 16/20$) και της κατηγορίας του χάλυβα (B) είναι μεσαία (ΚΠΜ)

$$F_{cd} = \frac{20}{1.50} = 13.33 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Άρα } V_d = \frac{0.266}{0.50^2 * 13.35} = 0.06$$

Επομένως ισχύει $0.06 \leq 0.65$ άρα δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή της διατομής.

Έλεγχος λυγισμού (παραμένει ίδιος και για τους δύο κανονισμούς)

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1*300}{\sqrt{\frac{50^4}{12}}} = \frac{300}{\frac{50}{\sqrt{12}}} = \frac{300\sqrt{12}}{50} = 20.78 < 200$$

$$\text{πρέπει } \lambda < \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \\ \frac{15}{\sqrt{V_d}} = \frac{15}{\sqrt{0.06}} = 57.52 \end{array} \right.$$

Επομένως το υποστύλωμα δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχο έναντι λυγρότητας.

Ελάχιστος διαμήκης οπλισμός

$$A_{s,\min} \text{ ανά πλευρά : } 4\% * b * d = 0.004 * 50 * (50 - 3 * \frac{1.40}{4}) = 9.26 \text{ cm}^2$$

$$1\Phi 18 \rightarrow \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{3.14 * (1.80)^2}{4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Άρα } \frac{9.26}{2.54} = 3.64 \rightarrow 4\Phi 18 / \text{πλευρά}$$

Πρέπει ο συνολικός οπλισμός του υποστυλώματος να είναι $> 1\% * b * h$ και $< 4\% * b * h$.

$$\text{Επομένως } 1\% * (50)^2 < 30.48 < 4\% * (50)^2$$

$$2.50 < 30.48 < 100 \text{ cm}^2$$

Επιπλέον η απόσταση μεταξύ δύο σιδήρων διαμήκη οπλισμού πρέπει να είναι $2 \leq S \leq 20 \text{ cm}$.

$$S = \frac{50 - 2 * c - n * \Phi_L}{n - 1} = \frac{50 - 6 - 4 * 1.80}{3} = 12.27 \text{ cm}$$

Έλεγχος σε κάμψη

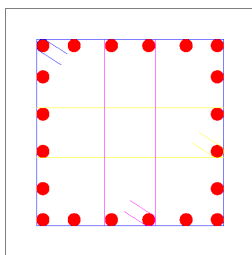
$$V_d = - \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} = -0.065$$

$$\mu_{dx} = \frac{M_d}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{0.082}{0.50^3 * 13.33} = 0.05$$

όταν ελέγχουμε το μ_d κατά την x διεύθυνση βάζουμε ως h την x διάσταση ενώ όταν ελέγχουμε την y βάζουμε την y διεύθυνση του υποστυλώματος.

$$\omega_{\text{tot}} = 0.10$$

$$A_{s,\text{tot}} = \omega_{\text{tot}} * \frac{b * h}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} = 0.10 * \frac{50^2}{\frac{1.15}{20} * 1.50} = 7.60 \text{ cm}^2$$



Από έλεγχο σε κάμψη κατά τη διεύθυνση x έχει προκύψει οπλισμός $A_{s,\text{tot}} = 7.60 \text{ cm}^2$ δηλαδή ανα πλευρά $\frac{7.60}{2} = 3.80 \text{ cm}$. Κατά τη διεύθυνση y επειδή η ροπή είναι ίδια και επειδή το υποστυλώμα είναι τετραγωνικής διατομής έχουμε $A_{s,\text{tot}} = 7.60 \text{ cm}^2$ δηλαδή ανα πλευρά $\frac{7.60}{2} = 3.80 \text{ cm}$.

Όμως από τις κατασκευαστικές διατάξεις βάλαμε ήδη οπλισμό $4\Phi 18$ ανα πλευρά $= 4 * 2.54 = 10.16 \text{ cm}^2 > 7.80 \text{ cm}^2$ που προέκυψε η κάμψη άρα κρατάω τον οπλισμό από κατασκευαστικές διατάξεις.

Κατασκευαστικές διατάξεις σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

$$I_{\text{κρίσιμο}} = \max \begin{cases} \text{Μέγιστο πλάτος υποστυλώματος} = 50 \text{ cm} \\ \frac{H}{5} = \frac{300}{5} = 60 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Συνεπώς $I_{\text{κρίσιμο}} = 60 \text{ cm}$

3. Εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 8/\text{max}S$)

$$\text{max}S = \min \begin{cases} 12\Phi_{L,\text{min}} = 12 * 1.80 = 21.60 \text{ cm} \\ \text{Μικρή πλευρά} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

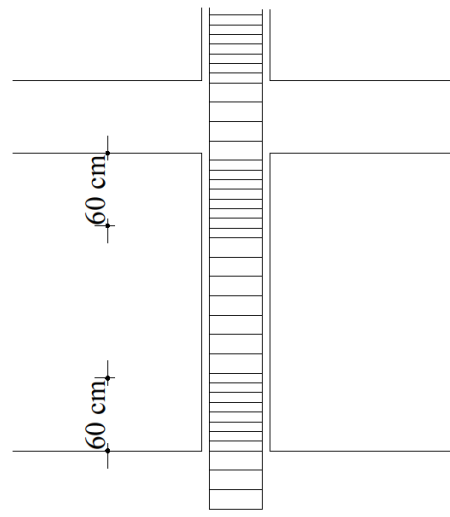
Άρα τοποθετούμε $\Phi 8/20$ εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$

4. Εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 8/\text{max}S$)

$$\text{max}S = \min \begin{cases} 8\Phi_{L,\text{min}} = 8 * 1.40 = 14.40 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} * \text{Μικρή πλευρά} = 25 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Άρα τοποθετούμε $\Phi 8/10$ εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$

Για κατασκευαστικούς λόγους στην πράξη τις περισσότερες φορές όλο το μήκος του υποστυλώματος λαμβάνεται κρίσιμο. Δηλαδή τοποθετούμε παντού σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις $\Phi 8/10$.



Κατασκευαστικές διατάξεις σύμφωνα με τον EC8

Για ΚΠΜ

$$I_{\text{κρίσιμο}} = \max \begin{cases} \text{Μέγιστο πλάτος υποστυλώματος} = 50 \text{ cm} \\ \frac{H}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Συνεπώς $I_{\text{κρίσιμο}} = 60 \text{ cm}$

3. Εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 6 / \max S$)

$$\max S = \min \begin{cases} 20 * \Phi_{L,\min} = 20 * 1.80 = 36.00 \text{ cm} \\ \text{Μικρή πλευρά} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

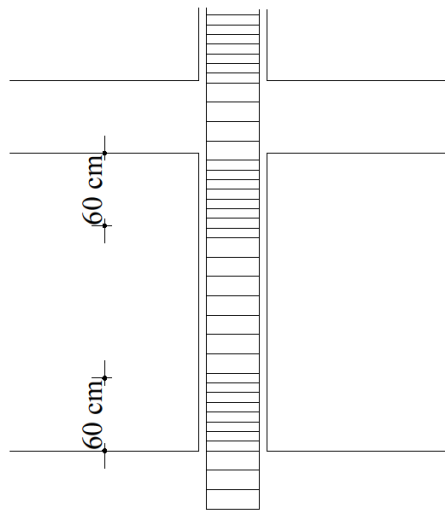
Άρα τοποθετούμε $\Phi 6 / 30$ εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$

4. Εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 6 / \max S$)

$$\max S = \min \begin{cases} 8 \Phi_{L,\min} = 8 * 1.80 = 14.40 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} * \text{Μικρή πλευρά} = 25 \text{ cm} \\ 17.50 \text{ cm} \end{cases}$$

Άρα τοποθετούμε $\Phi 6 / 10$ εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$

Για κατασκευαστικούς λόγους στην πράξη τις περισσότερες φορές όλο το μήκος του υποστυλώματος λαμβάνεται κρίσιμο. Δηλαδή τοποθετούμε παντού σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις $\Phi 6 / 10$.



Έλεγχος περίσφιξης σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

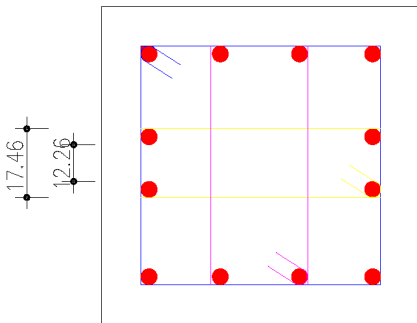
$$\frac{50-2*c-n*\Phi}{n-1} = \frac{50-2*3-4*1.80}{4-1} = 12.27$$

$$12.26+2*1.80+2*0.80 = 17.46$$

$$W_{wd}^{υπάρχων} \geq W_{wd}^{υπάρχων}.$$

$$W_{wd}^{υπάρχων} = \frac{\text{όγκος κλειστών συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\text{Όγκος σκυροδέματος πυρήνα} = (h-2*c)*(b-2*c)*S = (50-2*3)^2 * 10 = 19360 \text{ cm}^2$$



Όγκος κλειστού συνδετήρα = 0.50 * περίμετρο

$$\text{Περίμετρος} = 4*44+2*44+2*17.46+2*17.46+2*44 = 421.84 \text{ cm}$$

$$\text{Συνεπώς } W_{wd}^{υπάρχων} = \frac{0.50*421.84}{19360} * \frac{\frac{500}{20}}{1.50} = 0.36$$

$$\alpha * W_{wd}^{απαιτείται} = 0.85 V_d (0.35 * \frac{A_c}{A_o} + 0.15) - 0.035$$

$\alpha = 0.44$ λόγω της διάταξης που έχουμε χρησιμοποιήσει.

$$V_d = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{cd}} = \frac{0.266}{0.25 * \frac{20}{1.50}} = 0.08$$

$$A_c = b * h = 50 * 50 = 2500$$

$$A_o = (b - 2*c)*(h - 2*c) = (50 - 2*3)*(50 - 2*3) = 1936$$

Άρα

$$\alpha * W_{wd}^{απαιτείται} = 0.85 * V_d * (0.35 * \frac{A_c}{A_o} + 0.15) - 0.035 \leftrightarrow$$

$$0.44 * W_{wd}^{απαιτείται} = 0.85 * 0.08 * (0.35 * \frac{2500}{1936} + 0.15) - 0.035 \leftrightarrow$$

$$W_{wd}^{απαιτείται} = - 0.004$$

Επειδή πρέπει να ισχύει $W_{wd}^{απαιτείται} \geq 0.10$ συνεπώς $W_{wd}^{απαιτείται} = 0.10$

Εάν τοποθετήσω συνδετήρες Φ8/10 προκύπτει ότι $W_{wd}^{υπάρχων} = 0.36$

$W_{wd}^{υπάρχων} \geq W_{wd}^{υπάρχων} \leftrightarrow 0.36 \geq 0.10$ επομένως οι συνδετήρες αρκούν για τον περίσφιγξης και προχωράμε στον έλεγχο διάτμησης.

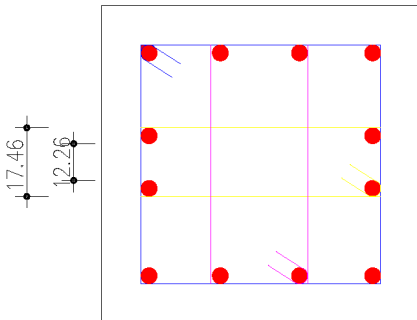
Έλεγχος περίσφιγξης σύμφωνα με τον EC8

$$\frac{50-2*c-n*\Phi}{n-1} = \frac{50-2*3-4*1.80}{4-1} = 12.27$$

$$12.26+2*1.80+2*0.60 = 17.06$$

$$W_{wd}^{υπάρχων} \geq W_{wd}^{υπάρχων} .$$

$$W_{wd}^{υπάρχων} = \frac{\text{όγκος κλειστών συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$



$$\begin{aligned} \text{Όγκος σκυροδέματος πυρήνα} &= (h-2*c)*(b-2*c)*S = \\ &= (50-2*3)^2 * 14 \\ &= 27104 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Όγκος κλειστού συνδετήρα} = 0.28 * \text{περίμετρο} = 117.68$$

$$\begin{aligned} \text{Περίμετρος} &= 4*44+2*44+2*17.06+2*17.06+2*44 = \\ &= 420.24 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Συνεπώς } W_{wd}^{υπάρχων} = \frac{0.28*420.24}{19360} * \frac{\frac{500}{20}}{1.50} = 0.20$$

$$\alpha * W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 30 * \mu_{\phi} * V_d * \epsilon_{s_{y,d}} * \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2*b_o}\right)^2 = \left(1 - \frac{14.00}{2*44}\right)^2 = 0.71$$

$$b_o = \sqrt{A_o} = 44$$

$$A_o = (b - 2*c)*(h - 2*c) = (50 - 2*3)*(50 - 2*3) = 1936$$

$$S = \min \begin{cases} \frac{b_o}{2} = 25 \text{ cm} \\ 17.50 \text{ cm} \\ 8 * \Phi_{L,\min} = 14.40 \end{cases}$$

Άρα $S = 14.00$

$T \leq T_c \leftrightarrow 0.29 \leq 0.60$ άρα

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1.00) * \left(\frac{T}{T_c}\right) = 1 + 2(3.50 - 1.00) * \left(\frac{0.60}{0.29}\right) = 11.34$$

$$V_d = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{cd}} = \frac{0.266}{0.25 * \frac{20}{1.50}} = 0.08$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{\frac{500}{1.15}}{280000} = 0.00155$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i^2}{6 * A_o}\right) = 1 - \left(\frac{1}{6 * 0.19360}\right) \sum_{i=1}^n (b_i^2) =$$

$$= 1 - \left(\frac{1}{6 * 0.19360}\right) * \sum(4 * 0.44^2) = 0.33$$

$$b_1 = b_2 = b_3 = b_4 = b_o = b - 2 * c = 50 - 2 * 3 = 44$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0.33 * 0.71 = 0.23$$

Άρα

$$\alpha * W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 30 * \mu_\phi * V_d * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \leftrightarrow$$

$$0.23 * W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 30 * 11.34 * 0.08 * 0.002 * \frac{50}{44} - 0.035 \leftrightarrow$$

$$W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 0.20$$

Επειδή πρέπει να ισχύει $W_{wd}^{\text{απαιτείται}} \geq 0.08$ συνεπώς $W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 0.20$

Εάν τοποθετήσω συνδετήρες $\Phi 8/10$ προκύπτει ότι $W_{wd}^{\text{υπάρχων}} = 0.35$

$W_{wd}^{\text{υπάρχων}} \geq W_{wd}^{\text{απαιτείται}} \leftrightarrow 0.20 \geq 0.20$ επομένως οι συνδετήρες αρκούν για τον περίσφιγξης και προχωράμε στον έλεγχο διάτμησης.

Έλεγχος σε διάτμηση

$$\text{Βρίσκω } V_{rd,2} = \frac{1}{2} * V * f_{cd} * b_w.$$

$$\text{Όπου } V = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.7 - \frac{20}{200} = 0.60$$

$$V_{rd,2} = \frac{1}{2} * V * f_{cd} * b_w = \frac{1}{2} * 0.60 * \frac{20}{1.50} * 0.50 = 2.00 \text{ MN} = 2000 \text{ KN}$$

$$\text{Πρέπει } V_{rd,2} \geq V_{sd} \leftrightarrow 2000 \geq 51 \text{ KN}$$

Επομένως $V_{rd,2} \geq V_{sd}$ και βρίσκουμε $V_{rd,3}$

Θεωρούμε ότι για τον υπολογισμό του $V_{rd,3}$ γνωρίζουμε τους συνδετήρες που είναι $\Phi 8/10$ και ελέγχουμε εάν οι συνδετήρες αυτοί αντέχουν σε διάτμηση.

$$\text{Βρίσκω } V_{rd,3} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$V_{cd} = 0.30 * V_{rd,1}$$

$$V_{rd,1} = [T_{Rd} * K * (1.20 + 40 * p_l + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d]$$

$$T_{Rd} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$K = 1.60 - 0.47 = 1.13$$

$$p_l = \frac{A_s}{50^2} = \frac{\frac{\pi * 1.80^2}{4} * 12}{50^2} = \frac{30.52}{50^2} = 0.01$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{50^2} = \frac{0.266}{50^2} = 1.06$$

$$V_{rd,1} = [T_{Rd} * K * (1.20 + 40 * p_l + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d] =$$

$$V_{rd,1} = [0.22 * 1.13 * (1.20 + 40 * 0.01 + 0.15 * 1.06) * 0.50 * 0.47] = 0.13 \text{ MPa} = 130 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{s,wd}}{S} * 0.90 * d * f_{yd} = \frac{2 * 0.50}{10} * 0.90 * 47 * \frac{50}{1.15} = 183.90 \text{ KN}$$

$A_{s,wd}$ εξαρτάται από τους συνδετήρες $\rightarrow \Phi 8/10 = 2 * 0.50$

$$V_{rd,3} = V_{cd} + V_{wd} = 0.30 * 130 + 183.90 > 51 = V_{cd}$$

Άρα θα βάλω συνδετήρες $\Phi 8/10$

Άσκηση

Δίνεται υποστύλωμα διαστάσεων K 45/45 που είναι μέρος διόροφης κατοικίας στα Χανιά της Κρήτης. Τα εντατικά μεγέθη του ισογείου είναι :

$$M_{sd}^x = 164.12 \text{ KNm}$$

$$M_{sd}^y = 151.20 \text{ KNm}$$

$$V_{sd}^x = 152.36 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^y = 144.81 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^x = 272.71 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^y = 272.71 \text{ KN}$$

$$l = H = 300 \text{ cm} = 3.00\text{m}$$

Υλικά : σκυρόδεμα → C20/25

Χάλυβας → B500

Επικάλυψη → $c = 2.50 \text{ cm}$

Να επιλυθούν τα υποστυλώματα σύμφωνα με τον ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό.

Λύση

1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

$$b = h = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \text{ (από κανονισμό)}$$

ισχύει άρα συνεχίζω

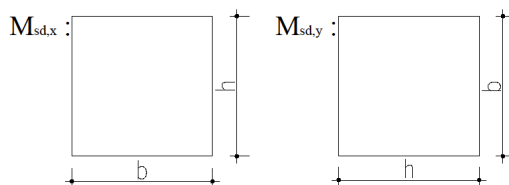
2. Έλεγχος λυγισμού

$$V_d = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{0.273}{0.45^2 \cdot \frac{20}{1.50}} = 0.10 < 0.65 \text{ ισχύει άρα συνεχίζω}$$

Σε περίπτωση που δεν ίσχυε θα άλλαζα τις διαστάσεις του υποστυλώματος

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1 \cdot 300}{\sqrt{\frac{45^4}{12}} / 50} = \frac{300}{\frac{45}{\sqrt{12}}} = \frac{300\sqrt{12}}{50} = 23.08 < 200$$

ο έλεγχος λυγισμού πρέπει να γίνει για κάθε πλευρά του υποστυλώματος αλλά επειδή εδώ το υποστύλωμα είναι τετράγωνο $b = h = 45 \text{ cm}$ ο έλεγχος γίνεται μια φορά.



$$\text{Έλεγχος : } \lambda \cdot \sqrt{V_d} = 23.08 \cdot \sqrt{0.10} = 7.30 < 20$$

3. Κατασκευαστικές διατάξεις για διαμήκη οπλισμό

Ανα πλευρά πρέπει να υπάρχουν $4\% \cdot b \cdot d$

Όταν το υποστύλωμα δεν είναι τετραγωνικής μορφής για τον έλεγχο αυτό είναι προτιμότερο να παίρνουμε b τη μεγάλη πλευρά.

$$d = h - c$$

$$\text{άρα } 0.004 \cdot 45 \cdot (45 - 2.50) = 7.65 \text{ cm}^2$$

επομένως τοποθετώ 4Φ16 = 8.04 cm² σε κάθε πλευρά

$$\text{Άρα σύνολο } 12\Phi 16 = 24.12 \text{ cm}^2$$

$$2 < S < 20$$

$$S = \frac{45 - 2 \cdot c - n \cdot \Phi_L}{n - 1} = \frac{45 - 5 - 4 \cdot 1.60}{3} = 11.20 \text{ cm}$$

$$1\% \cdot b \cdot h \leq \text{σύνολο} \leq 4\% \cdot b \cdot h$$

$$0.01 \cdot 45^2 \leq 24.12 \leq 0.04 \cdot 45^2$$

$$20.25 \leq 24.12 \leq 81 \text{ ισχύει}$$

Άρα το υποστύλωμα θα έχει συνολικό οπλισμό 12Φ16 σύμφωνα με την διάταξη του σχήματος.

4. Έλεγχος σε κάμψη

i. Διεύθυνση x-x

$$V_d = 0.10$$

$$\mu_{d,x} = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.164}{0.45^2 \cdot \frac{20}{1.50}} = 0.13$$

$$\omega_{tot} = 0.30 \text{ από διάγραμμα}$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} = 0.30 \cdot \frac{45^2}{\frac{500}{\frac{1.15}{20}} \cdot \frac{1.50}}{1.50}} = 18.63 \text{ cm}^2$$

$$\frac{18.63}{2} = 9.32 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον έλεγχο σε κάμψη κατά τη διεύθυνση x στο πάνω και στο κάτω μέρος του υποστυλώματος (κάτοψη) απαιτείται οπλισμός

$$\frac{18.63}{2} = 9.32 \text{ cm}^2 \text{ ενώ από κατασκευαστικές διατάξεις (βήμα 3)}$$

προκύπτει οπλισμός στη διεύθυνση αυτή 4Φ16=8.04 cm² επομένως προκύπτει ότι ο οπλισμός θα πρέπει να μεγαλώσει και τελικά τοποθετούμαι ανα πλευρά (πάνω κάτω σε κάτοψη)

$$4\Phi 18 = 10.16 \text{ cm}^2.$$

ii. Διεύθυνση x-x

$$V_d = 0.10$$

$$\mu_{d,y} = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.151}{0.45^2 \cdot \frac{20}{1.50}} = 0.12$$

$$\omega_{tot} = 0.30 \text{ από διάγραμμα}$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} = 0.30 \cdot \frac{45^2}{\frac{500}{\frac{1.15}{20}} \cdot \frac{1.50}}{1.50}} = 18.63 \text{ cm}^2$$

Άρα τοποθετώ ανα πλευρά 4Φ18

Επομένως το υποστύλωμα έχει συνολικό οπλισμό 12Φ18.

5. Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες

Κρίσιμο μήκος

$$l_{\text{κρίσιμο}} = \max \begin{cases} \text{Μέγιστο πλάτος υποστύλωματος} = 50 \text{ cm} \\ \frac{H}{5} = \frac{300}{5} = 60 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Συνεπώς $l_{\text{κρίσιμο}} = 60 \text{ cm}$

i. Συνδετήρες εντός $l_{\text{κρίσιμο}} \rightarrow \Phi 8/\text{max}S$

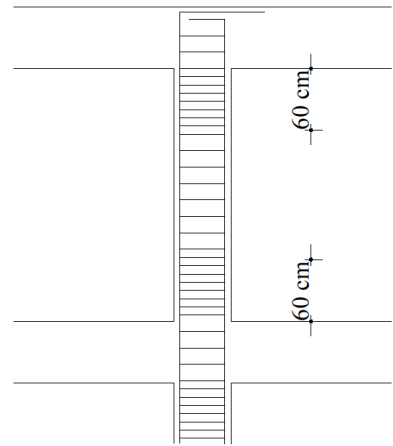
$$\text{max}S = \min \begin{cases} 8\Phi_{L,\min} = 8 * 1.80 = 14.40 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} * \text{Μικρή πλευρά} = 22.50 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Άρα τοποθετούμε Φ8/10 εντός $l_{\text{κρίσιμο}}$

ii. Συνδετήρες εκτός $l_{\text{κρίσιμο}} \rightarrow \Phi 8/\text{max}S$

$$\text{max}S = \min \begin{cases} 12\Phi_{L,\min} = 12 * 1.80 = 21.60 \text{ cm} \\ \text{Μικρή πλευρά} = 45 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Άρα τοποθετούμε Φ8/20 εκτός $l_{\text{κρίσιμο}}$



6. Έλεγχος περίσφιγξης

Έχω Φ8/10 εντός $l_{\text{κρίσιμο}}$

$$W_{wd}^{\text{υπάρχων}} \geq W_{wd}^{\text{υπάρχων}}.$$

$$W_{wd}^{υπάρχων} = \frac{\text{όγκος κλειστών συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\text{Όγκος σκυροδέματος πυρήνα} = (h-2*c)*(b-2*c)*S = (45-2*2.50)^2 * 10 = 16000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Όγκος κλειστού συνδετήρα} = 0.50 * \text{περίμετρο}$$

$$\text{Περίμετρος} = 4*40.00+2*40.00+2*16.13+2*40.00+2*16.13 = 384.52 \text{ cm}$$

$$\text{Συνεπώς } W_{wd}^{υπάρχων} = \frac{0.50*384.52}{16000} * \frac{\frac{500}{20}}{\frac{1.15}{1.50}} = 0.39$$

$$\frac{45-2*c-n*\Phi}{n-1} = \frac{45-2*2.50-4*1.80}{4-1} = 10.93 \text{ cm}$$

$$10.93+2*1.80+2*0.80 = 16.13$$

$$\alpha * W_{wd}^{απαιτείται} = 0.85 V_d(0.35*\frac{A_c}{A_o} + 0.15) - 0.035$$

$\alpha = 0.45$ λόγω της διάταξης που έχουμε χρησιμοποιήσει.

$$V_d = \frac{N_{sd}}{A_c*f_{cd}} = \frac{0.273}{0.20*\frac{20}{1.50}} = 0.10$$

$$A_c = b*h = 45*45 = 2025$$

$$A_o = (b - 2*c)*(h - 2*c) = (45 - 2*2.50)*(45 - 2*2.50) = 1600$$

Άρα

$$\alpha * W_{wd}^{απαιτείται} = 0.85 * V_d*(0.35*\frac{A_c}{A_o} + 0.15) - 0.035 \leftrightarrow$$

$$0.44 * W_{wd}^{απαιτείται} = 0.85*0.10*(0.35*\frac{2025}{1600}+0.15)-0.035 \leftrightarrow$$

$$W_{wd}^{απαιτείται} = 0.035$$

Επειδή πρέπει να ισχύει $W_{wd}^{απαιτείται} \geq 0.10$ συνεπώς $W_{wd}^{απαιτείται} = 0.10$

Εάν τοποθετήσω συνδετήρες $\Phi 8/10$ προκύπτει ότι $W_{wd}^{υπάρχων} = 0.39$

$W_{wd}^{υπάρχων} \geq W_{wd}^{υπάρχων} \leftrightarrow 0.39 \geq 0.10$ επομένως οι συνδετήρες αρκούν για τον περίσφιγξης και προχωράμε στον έλεγχο διάτμησης.

7. Έλεγχος σε διάτμηση

Μόνο στην κρίσιμη περιοχή $\Phi 8/10$

$$V_{sd}^x > V_{sd}^y \text{ εάν ο έγχος για } V_{sd}^x \text{ ισχύει τότε ισχύει και για } V_{sd}^y.$$

$$i. \text{ Πρέπει } V_{rd,2} \geq V_{sd}^x = 152.36 \text{ KN}$$

$$V_{rd,2} = \frac{1}{2} * V * f_{cd} * b_w.$$

$$\text{Όπου } V = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.7 - \frac{20}{200} = 0.60$$

$$V_{rd,2} = \frac{1}{2} * V * f_{cd} * b_w = \frac{1}{2} * 0.60 * \frac{20}{1.50} * 0.425 = 0.69 \text{ MN} = 690 \text{ KN}$$

$$V_{rd,2} \geq V_{sd} \leftrightarrow 690 \geq 152.36 \text{ KN}$$

Επομένως ισχύει ότι $V_{rd,2} \geq V_{sd}$ και βρίσκουμε $V_{rd,3}$

ii. Πρέπει $V_{rd,3} \geq V_{sd}^x = 152.36 \text{ KN}$

Θεωρούμε ότι για τον υπολογισμό του $V_{rd,3}$ γνωρίζουμε τους συνδετήρες που είναι $\Phi 8/10$ και ελέγχουμε εάν οι συνδετήρες αυτοί αντέχουν σε διάτμηση.

$$\text{Βρίσκω } V_{rd,3} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$V_{cd} = 0.30 * V_{rd,1}$$

$$V_{rd,1} = [T_{Rd} * K * (1.20 + 40 * p_l + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d]$$

$$T_{Rd} = 0.26 \text{ MPa για C20}$$

$$K = 1.60 - 0.425 = 1.175$$

$$12\Phi 18 = 30.48 \text{ cm}^2$$

$$p_l = \frac{A_s}{50^2} = \frac{\frac{\pi * 1.80^2}{4} * 12}{45^2} = \frac{30.48}{45^2} = 0.015$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{50^2} = \frac{0.272}{50^2} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$V_{rd,1} = [T_{Rd} * K * (1.20 + 40 * p_l + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d] =$$

$$V_{rd,1} = [0.26 * 1.175 * (1.20 + 40.00 * 0.015) + 0.15 * 1.34] * 0.45 * 0.425 =$$

$$= 0.14 \text{ MPa} = 140 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{s,wd}}{s} * 0.90 * d * f_{yd} = \frac{2 * 0.50}{10} * 0.90 * 42.50 * \frac{50}{1.15} =$$

$$= 166.00 \text{ KN}$$

$A_{s,wd}$ εξαρτάται από τους συνδετήρες $\rightarrow \Phi 8/10 = 2 * 0.50$

$$V_{rd,3} = V_{cd} + V_{wd} = 0.30 * 140 + 166.00 = 208.00 > 153.00 = V_{cd}$$

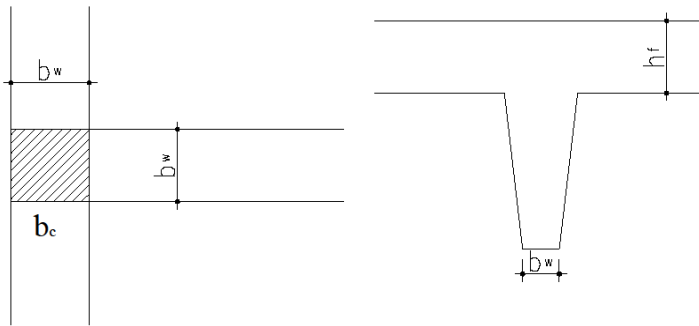
Άρα οι συνδετήρες $\Phi 8/10$ μας αρκούν για τον έλεγχο σε διάτμηση και εφόσον αρκούν και για τους ελέγχους που προηγήθηκαν τοποθετούνται σε όλο το κρίσιμο μήκος του υποστυλώματος.

Σε περίπτωση που ο έλεγχος δεν ίσχυε τότε θα έπρεπε να τοποθετηθούν συνδετήρες $\Phi 10/10$ και να ξαναγίνει ο έλεγχος. (δηλαδή το A_{sw} θα έμπαινε ως $2 * 0.71$).

Δοκάρια

Συμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά



b_w : το πλάτος της δοκού ή το στενότερο τμήμα της δοκού

b_c : το πλάτος του υποστυλώματος

h : το ύψος του υποστυλώματος

i. $b_w = 2 * b_c$

ii. $b_w \geq 20 \text{ cm}$

iii. $\frac{l}{h_{\text{δοκού}}} \geq 4$

Όπου l καθαρό άνοιγμα

Καθαρό άνοιγμα είναι η απόσταση από το τέλος του ενός υποστυλώματος μέχρι την αρχή του άλλου υποστυλώματος κατά τη διεύθυνση που στηρίζεται το δοκάρι.

iv. Πρέπει η εκκεντρότητα μεταξύ δοκαριού και υποστυλώματος να μην υπερβαίνει το $\frac{1}{4}$ του πλάτους του στηριζόμενου υποστυλώματος.

$$l_{\text{eff}} = l_n + t_1 + t_2$$

l_{eff} : ενεργό

$$t_1 = \frac{1}{2} * b_{c,1}$$

$$t_2 = \frac{1}{2} * b_{c,2}$$

Πακτωμένο δοκάρι σε υποστώμα έχουμε όταν το πλάτος του υποστυλώματος είναι μεγαλύτερο από το ύψος του ορόφου προς $5 \left(\frac{h}{5}\right)$.

2. Διαμήκης οπλισμός

Ο διαμήκης οπλισμός των διαμήκων οπλισμών βασίζονται στους ελέγχους που γίνονται ξεχωριστά για το άνοιγμα και για τις στηρίξεις των δοκαριών.

Περιορισμοί για διαμήκεις οπλισμούς σύμφωνα με κατασκευαστικές διατάξεις.

- i. Δεν επιτρέπεται η χρήση λείων χαλύβων.
- ii. Ελάχιστος οπλισμός (εφελκόμενος και θλιβόμενος) 2Φ12
- iii. Ελάχιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού

$$\rho_{\min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

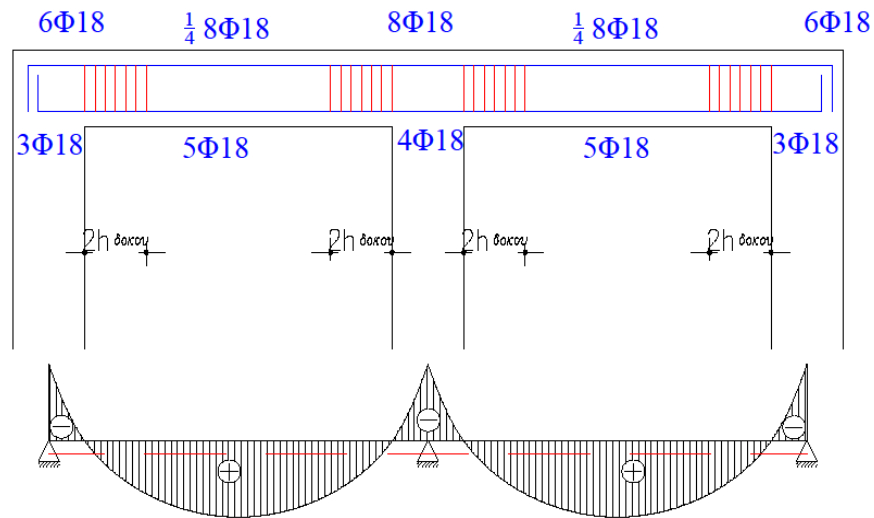
f_{ctm} → μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος

f_{yk} → χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα

Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού

$$\rho_{\max} = \frac{1}{2} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * \frac{p'}{p}$$

- iv. Περιβάλλουσα



Περιβάλλουσα είναι το διάγραμμα το οποίο δεν αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη φόρτιση αλλά τοποθετούνται σε αυτό οι μέγιστες τιμές των ροπών που προκύπτουν από τις δυσμενείς φορτίσεις και από τον αντισεισμικό έλεγχο.

Στη στήριξη η ροπή είναι πάντα αρνητική επομένως εφελκύεται η πάνω μεριά της δοκού και ο οπλισμός που τοποθετείται εκεί ονομάζεται εφελκόμενος.

Στο άνοιγμα η ροπή είναι θετική επομένως εφελκύεται η κάτω μεριά της δοκού και ο οπλισμός που τοποθετείται εκεί ονομάζεται εφελκόμενος.

Επειδή όμως η δύναμη του σεισμού μπορεί να κινήσει το δοκάρι κατά την αντίθετη κατεύθυνση, δηλαδή στο άνοιγμα να έχω αρνητική ροπή

και στη στήριξη θετική υπολογίζουμε και θλιβόμενο οπλισμό ο οποίος ισούται :

Στη στήριξη είναι τουλάχιστον το μισό του εγκελυόμενου

Στο άνοιγμα ο θλιβόμενος οπλισμός είναι το $\frac{1}{4}$ του μέγιστου οπλισμού της στήριξης.

- v. Η απόσταση μετά τον κόμβο δοκάρι – υποστύλωμα θεωρείται κρίσιμη και σε αυτή την απόσταση οι συνδετήρες μπαίνουν πιο πυκνοί. Ο πρώτος συνδετήρας ξεκινάει 5 cm μετά τον κόμβο του υποστυλώματος.

Κρίσιμο μήκος = $2 \cdot h_{\text{δοκού}}$

Ο εφελκόμενος οπλισμός στις στηρίξεις συνεχίζει μετά το υποστύλωμα μέχρι απόσταση $I_{\text{κρίσιμο}}$.

Ο εφελκόμενος οπλισμός για το άνοιγμα αγκυρώνεται μέσα στο υποστύλωμα μετρώντας το μήκος αγκύρωσης ($I_{b,net}$) 5Φ μετά τον κόμβο.

Εάν το υποστύλωμα δεν χωράει το μήκος αγκύρωσης $I_{b,net}$ τα σίδερα κάμπτονται με γωνία 90° και καμπύλη αγκύρωσης D τα κάτω σίδερα προς τα πάνω και τα πάνω σίδερα προς τα κάτω.

3. Συνδετήρες

Οι συνδετήρες προκύπτουν από τον έλεγχο σε διάτμηση που γίνεται εντός του κρίσιμου μήκους ($I_{\text{κρίσιμο}} = 2 \cdot h_{\text{δοκού}}$)

- i. Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες εντός $I_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 8 / \text{maxS}$)

$$\text{maxS} = \min \begin{cases} \frac{1}{3} * \text{ύψος δοκαριού} \\ 10 * \Phi_{L,\min} \\ 20 \text{ cm} \\ 20 * \Phi_{L,w} \end{cases}$$

- ii. Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες εκτός $I_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 8 / \text{maxS}$)

- a. Αν $V_{sd} \leq \frac{1}{5} * V_{Rd,2}$ τότε

$$\text{maxS} = \min \begin{cases} 0.80 * d_{\max} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- b. Αν $\frac{1}{5} * V_{Rd,2} < V_{sd} \leq \frac{2}{3} * V_{Rd,2}$ τότε

$$\text{maxS} = \min \begin{cases} 0.60 * d \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

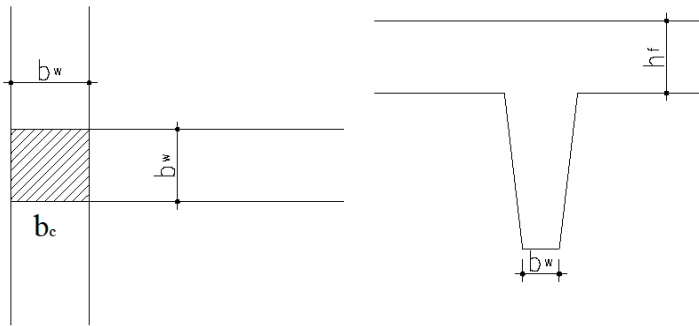
c. Αν $V_{sd} > \frac{2}{3} * V_{Rd,2}$ τότε

$$s_{\max} = \min \begin{cases} 0.30 * d \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Επιπλέον το ελάχιστο ποσοστό των συνδετήρων πρέπει να είναι $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s} * b_w$.

Συμφωνα με τον EC8

1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά



b_w : το πλάτος της δοκού ή το στενότερο τμήμα της δοκού
 b_c : το πλάτος του υποστυλώματος
 h : το ύψος του υποστυλώματος

i. $b_w = 2 * b_c$

ii. $b_w \leq \min \begin{cases} b_c + h_w \\ 2 * b_c \end{cases}$ (EC8 : 5.6)

iii. $\frac{l}{h_{δοκού}} \geq 4$

Όπου l καθαρό άνοιγμα

Καθαρό άνοιγμα είναι η απόσταση από το τέλος του ενός υποστυλώματος μέχρι την αρχή του άλλου υποστυλώματος κατά τη διεύθυνση που στηρίζεται το δοκάρι.

iv. Πρέπει η εκκεντρότητα μεταξύ δοκαριού και υποστυλώματος να μην υπερβαίνει το $\frac{1}{4}$ του πλάτους του στηριζόμενου υποστυλώματος.

$l_{eff} = l_n + t_1 + t_2$

l_{eff} : ενεργό

$t_1 = \frac{1}{2} * b_{c,1}$

$t_2 = \frac{1}{2} * b_{c,2}$

Πακτωμένο δοκάρι σε υποστυλώμα έχουμε όταν το πλάτος του υποστυλώματος είναι μεγαλύτερο από το ύψος του ορόφου προς $5 \left(\frac{h}{5}\right)$.

Επιπλέον ,για δοκούς υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (DCH) πρέπει να διασφαλίζεται ότι:

- το πλάτος τους είναι μεγαλύτερο από 200mm

• ο λόγος πλάτος προς ύψος της δοκού ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{l}{b} \leq \frac{70}{\left(\frac{h}{b}\right)^{\frac{1}{3}}} \text{ και } h/b \leq 3,5$$

όπου

l είναι η απόσταση μεταξύ διαδοχικών περιορισμένων σε στρέψη διατομών της δοκού

2. Διαμήκης οπλισμός

Ο διαμήκης οπλισμός των διαμήκων οπλισμών βασίζονται στους ελέγχους που γίνονται ξεχωριστά για το άνοιγμα και για τις στηρίξεις των δοκαριών.

Περιορισμοί για διαμήκεις οπλισμούς σύμφωνα με κατασκευαστικές διατάξεις.

- i. Δεν επιτρέπεται η χρήση λείων χαλύβων.
- ii. Ελάχιστος οπλισμός (εφελκόμενος και θλιβόμενος) 2Φ14
- iii. Ελάχιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού

Για ΚΠΜ & ΚΠΥ :

$$\rho_{\min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \text{ (EC8 : 5.12)}$$

f_{ctm} → μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος

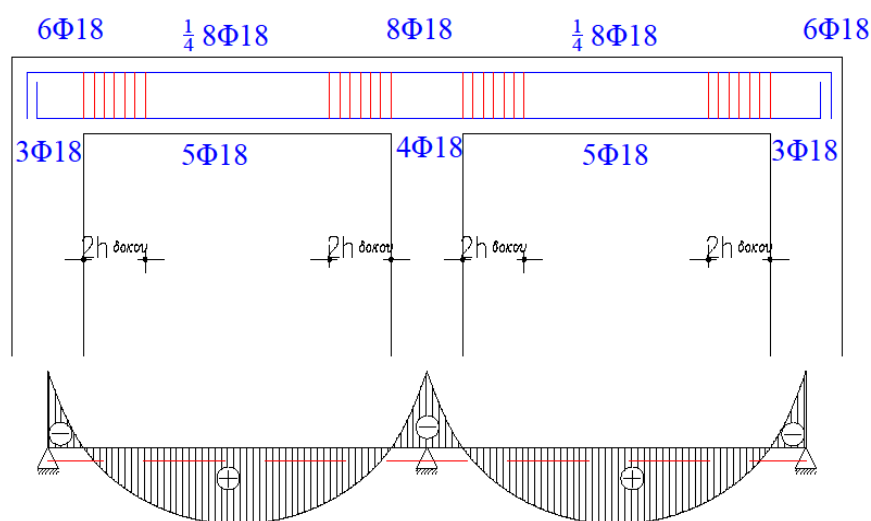
f_{yk} → χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα

Μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού

Για ΚΠΜ και ΚΠΥ :

$$\rho' + 0.0018 * \frac{f_{cd}}{\mu_{\phi} * \varepsilon_{sy,d} * f_{yd}} \text{ (EC8 : 5.11)}$$

iv. Περιβάλλουσα



Περιβάλλουσα είναι το διάγραμμα το οποίο δεν αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη φόρτιση αλλά τοποθετούνται σε αυτό οι μέγιστες τιμές των ροπών που προκύπτουν από τις δυσμενείς φορτίσεις και από τον αντισεισμικό έλεγχο.

Στη στήριξη η ροπή είναι πάντα αρνητική επομένως εφελκύεται η πάνω μεριά της δοκού και ο οπλισμός που τοποθετείται εκεί ονομάζεται εφελκυόμενος.

Στο άνοιγμα η ροπή είναι θετική επομένως εφελκύεται η κάτω μεριά της δοκού και ο οπλισμός που τοποθετείται εκεί ονομάζεται εφελκυόμενος.

Επειδή όμως η δύναμη του σεισμού μπορεί να κινήσει το δοκάρι κατά την αντίθετη κατεύθυνση, δηλαδή στο άνοιγμα να έχω αρνητική ροπή και στη στήριξη θετική υπολογίζουμε και θλιβόμενο οπλισμό ο οποίος ισούται :

Στη στήριξη είναι τουλάχιστον το μισό του εφελκυόμενου

Στο άνοιγμα ο θλιβόμενος οπλισμός είναι το $\frac{1}{4}$ του μέγιστου οπλισμού της στήριξης.

- v. Η απόσταση μετά τον κόμβο δοκάρι – υποστύλωμα θεωρείται κρίσιμη και σε αυτή την απόσταση οι συνδετήρες μπαίνουν πιο πυκνοί. Ο πρώτος συνδετήρας ξεκινάει 5 cm μετά τον κόμβο του υποστυλώματος.

Κρίσιμο μήκος :

Κατηγορία πλαστιμότητας	Κρίσιμο μήκος
Υψηλή	$1.50 * h_{δοκού}$
Μεσαία	$h_{δοκού}$

Ο εφελκόμενος οπλισμός στις στηρίξεις συνεχίζει μετά το υποστύλωμα μέχρι απόσταση $l_{\text{κρίσιμο}}$.

Ο εφελκόμενος οπλισμός για το άνοιγμα αγκυρώνεται μέσα στο υποστύλωμα μετρώντας το μήκος αγκύρωσης ($l_{b,\text{net}}$) 5Φ μετά τον κόμβο.

Εάν το υποστύλωμα δεν χωράει το μήκος αγκύρωσης $l_{b,\text{net}}$ τα σίδερα κάμπτονται με γωνία 90° και καμπύλη αγκύρωσης D τα κάτω σίδερα προς τα πάνω και τα πάνω σίδερα προς τα κάτω.

3. Συνδετήρες

Οι συνδετήρες προκύπτουν από τον έλεγχο σε διάτμηση που γίνεται εντός του κρίσιμου μήκους

i. Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες εντός $l_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 6/\text{max}S$)

Για ΚΠΥ :

$$\text{max}S = \min \begin{cases} \frac{1}{4} * \text{ύψος δοκαριού} \\ 6 * \Phi_{L,\text{min}} \\ 17.50 \text{ cm} \\ 24 * \Phi_{L,w} \end{cases} \quad (\text{EC8 : 5.18})$$

Για ΚΠΜ :

$$\text{max}S = \min \begin{cases} \frac{1}{4} * \text{ύψος δοκαριού} \\ 8 * \Phi_{L,\text{min}} \\ 22.50 \text{ cm} \\ 24 * \Phi_{L,w} \end{cases} \quad (\text{EC8 : 5.13})$$

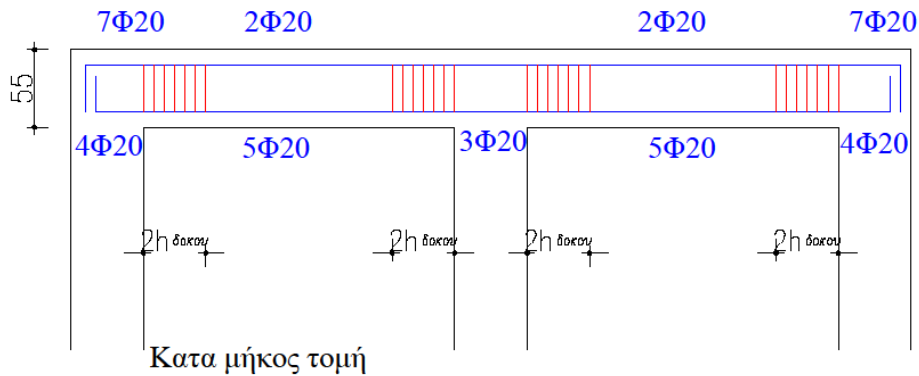
ii. Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες εκτός $l_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 6/\text{max}S$)

$$\text{max}S = 0.75 * d_{\text{max}} = 0.75 * (d-c) \quad (\text{EC8 : B.7.2})$$

Επιπλέον το ελάχιστο ποσοστό των συνδετήρων πρέπει να είναι $\rho_w = \frac{A_{sw}}{S} * b_w$.

Άσκηση

Δίνεται συνεχής δοκός 2 ανοιγμάτων που στηρίζεται σε υποστυλώματα Κ1, Κ2 και Κ3 40/40. Έχει υπολογιστεί εφελκύζομος οπλισμός για τα ανοίγματα 5Φ20, για τις ακραίες στηρίξεις 7Φ20 και για τη μεσαία στήριξη 6Φ20. Να υπολογιστεί ο οπλισμός και να γίνουν οι απαραίτητες τομές στις στηρίξεις και στα ανοίγματα.

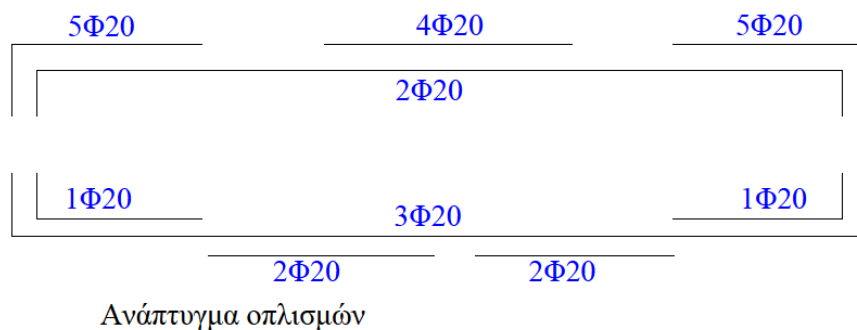


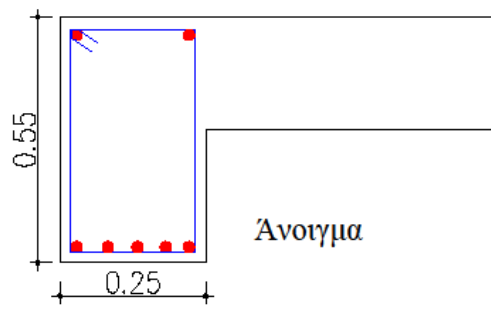
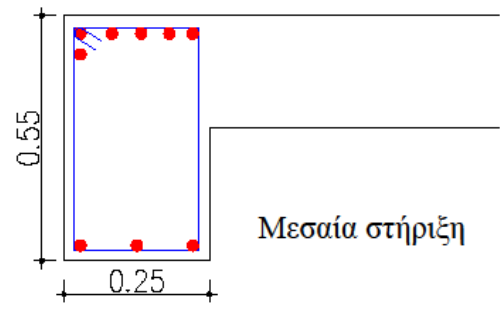
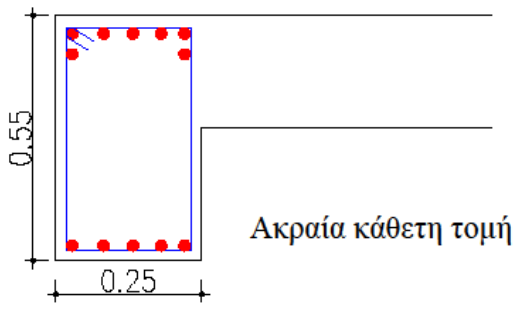
Θλιβόμενος οπλισμός :

$$\text{Κάτω ακραία στήριξη} = \frac{1}{2} 7\Phi 20 = 4\Phi 20$$

$$\text{Κάτω μεσαία στήριξη} = \frac{1}{2} 6\Phi 20 = 3\Phi 20$$

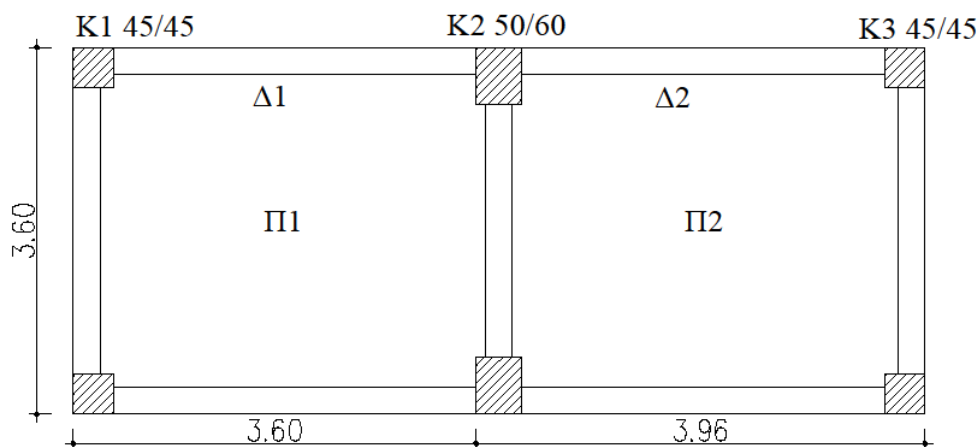
$$\text{Πάνω άνοιγμα} : \frac{1}{4} \max(7\Phi 20 \text{ ή } 6\Phi 20) = \frac{1}{4} 7\Phi 20 = 2\Phi 20$$





Άσκηση

Με τα δεδομένα που δίνονται παρακάτω να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για τη συνεχή δοκό Δ1-Δ2.



$$\Delta 1 : G = 26.19 \text{ KN} , Q = 1.78 \text{ KN}$$

$$\Delta 2 : G = 26.32 \text{ KN} , Q = 1.83 \text{ KN}$$

$$h_f = 0.18 \text{ m}$$

Ισόγειο :

$$M_E^{K1x} = 58.61 \text{ KNm}$$

$$V_E^{K1x} = 39.10 \text{ KN}$$

$$M_E^{K2x} = 117.30 \text{ KNm}$$

$$V_E^{K2x} = 78.20 \text{ KN}$$

Λύση

Αξονικά μήκη :

$$l_{\Delta 1} = 3.60 - \frac{0.45}{2} + \frac{0.50}{2} = 3.63 \text{ m}$$

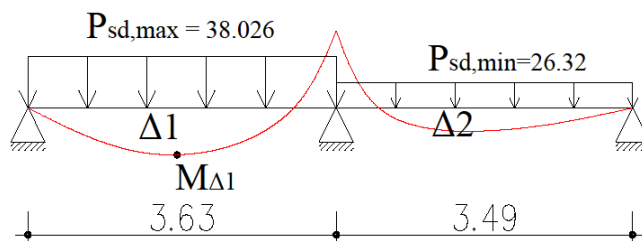
$$l_{\Delta 2} = 3.96 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.45}{2} = 3.49 \text{ m}$$

Διαμήκης σπλισμός :

$$\Delta 1 : P_{sd}^{max} = 1.35 \cdot 26.19 + 1.50 \cdot 1.78 = 38.026 \text{ KN/m}$$

$$\Delta 2 : P_{sd}^{max} = 1.35 \cdot 26.32 + 1.50 \cdot 1.82 = 30.177 \text{ KN/m}$$

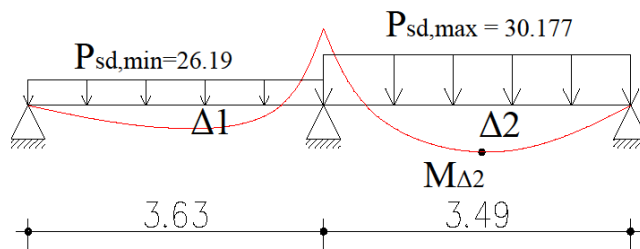
Άνοιγμα Δ1 :



$$M_B = \frac{P \cdot l_1^3 + P \cdot l_2^3}{8 \cdot (l_1 + l_2)} = \frac{38.026 \cdot 3.63^3 + 26.32 \cdot 3.49^3}{8 \cdot (3.63 + 3.49)} = -51.57 \text{ KNm}$$

$$M_{\Delta 1}^{T\epsilon\lambda} = \frac{M_B}{2} + \frac{P \cdot l_1^2}{8} = -\frac{51.57}{2} + \frac{38.026 \cdot 3.63^2}{8} = 36.84 \text{ KNm}$$

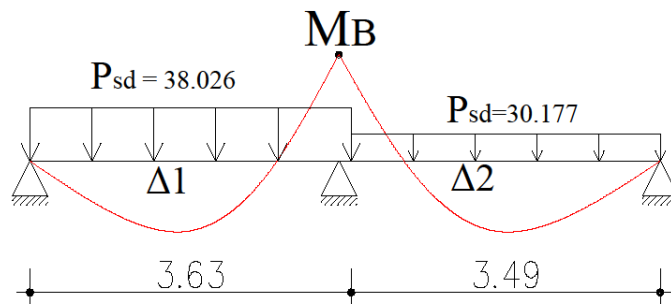
Άνοιγμα Δ2 :



$$M_B = \frac{P \cdot l_1^3 + P \cdot l_2^3}{8 \cdot (l_1 + l_2)} = \frac{26.19 \cdot 3.63^3 + 30.177 \cdot 3.49^3}{8 \cdot (3.63 + 3.49)} = -44.50 \text{ KNm}$$

$$M_{\Delta 2}^{T\epsilon\lambda} = \frac{M_B}{2} + \frac{P \cdot l_2^2}{8} = -\frac{44.50}{2} + \frac{30.177 \cdot 3.49^2}{8} = 36.84 \text{ KNm}$$

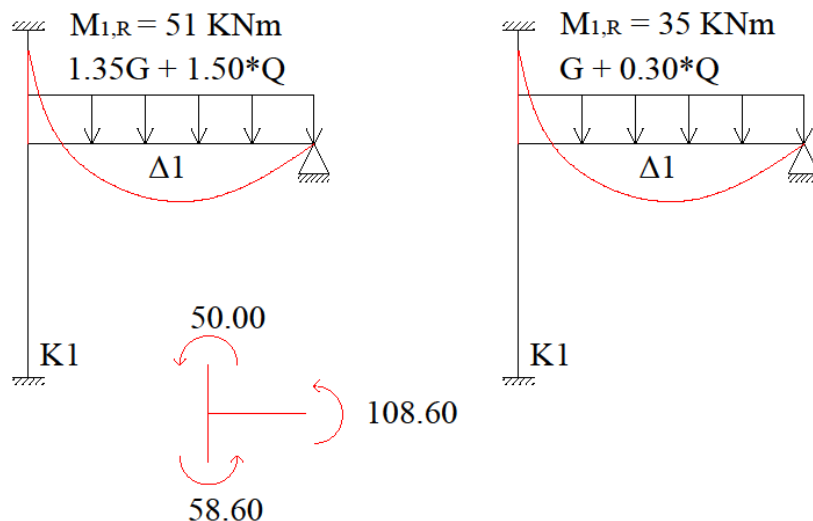
Στήριξη :



$$M_B = \frac{P \cdot l_1^3 + P \cdot l_2^3}{8 \cdot (l_1 + l_2)} = \frac{38.026 \cdot 3.63^3 + 30.177 \cdot 3.49^3}{8 \cdot (3.63 + 3.49)} = -54.50 \text{ KNm}$$

Η μέγιστη τιμή με την οποία κάνω έλεγχο σε κάμψη για το άνοιγμα Δ1 είναι $M_{sd}^{max} = 36.84$, για το άνοιγμα Δ2 είναι $M_{sd}^{max} = 23.60$ και για τη στήριξη B είναι $M_{sd}^{max} = -54.50$.

Αντίστοιχα κάνω τα διαγράμματα των τεμνουσών και υπολογίζω τις μέγιστες τέμνουσες.



$$\text{Άρα } M_{sd} = 108.60 + 35.00 = 143.60 \text{ KNm}$$

Για να υπολογιστεί η ροπή σχεδιασμού στις ακραίες στηρίξεις της δοκού Δ1-Δ2 χρειάζεται να υπολογιστούν τα μοντέλα προσομοίωσης των υποστυλωμάτων K1 και K2 αντίστοιχα.

Μια φορά η φόρτιση είναι η στατική ($1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$) και υπολογίζω M_1^R . Ενώ τη δεύτερη η φόρτιση είναι πολλαπλασιασμένη με τους σεισμικούς συντελεστές ($1.00 \cdot G + 0.30 \cdot Q$).

Στη ροπή M_1^R που προκύπτει προσθέτουμε τη ροπή εξαιτίας του σεισμού που είναι $M_E^o + M_E^u$ του υποστυλώματος. Συνήθως η ροπή από τη δεύτερη περίπτωση είναι η ροπή με την οποία οπλίζουμε την άκρη της δοκού.

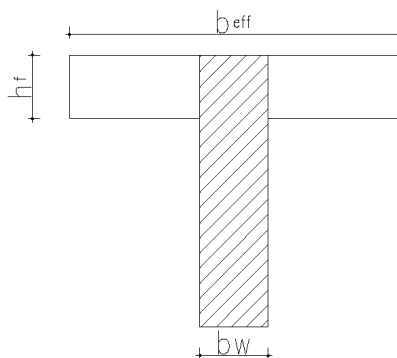
Δοκάρια

Ο κύριος οπλισμός των δοκαριών προκύπτει από έλεγχο σε κάμψη ενώ οι συνδετήρες προκύπτουν από έλεγχο σε διάτμηση.

1. Έλεγχος σε κάμψη

- i. Το άνοιγμα των δοκαριών έχει θετική ροπή και γι' αυτό τα σίδερα τοποθετούνται κάτω. Αρχικά ελέγχουμε το ύψος της θλιβόμενης περιοχής $x = \xi * d$.

- a. Εάν $x < h_f$ τότε θεωρούμε ότι η δοκός επιλύεται με πλάτος $b = b_{eff}$ και $d =$ άνοιγμα της δοκού.
- b. Εάν $x > h_f$ τότε επιλύουμε τη δοκό σαν πλακοδοκό.



$$b_{eff} = b_w + \frac{1}{6} * l_o$$

- ii. Στη στήριξη του δοκαριού η ροπή είναι αρνητική επομένως εφελκύεται η πάνω πλευρά του δοκαριού. Σε αυτή τη περίπτωση για τον έλεγχο σε κάμψη παίρνουμε όπου $b = b_w$ (δηλαδή το πλάτος της ορθογωνικής διατομής του δοκαριού).

2. Έλεγχος σε διάτμηση

Από τον έλεγχο αυτό προκύπτουν οι συνδετήρες και γίνεται στο κρίσιμο μήκος του δοκαριού.

Για τον έλεγχο αυτό υπολογίζουμε :

$$V_{Rd,2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b_w * 0.90 * d$$

$$v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200}$$

πρέπει $V_{Rd,2} > V_{sd}$

Εάν αυτό δεν ισχύει αλλάζω διατομή δοκαριού ενώ εάν ισχύει υπολογίζω $V_{Rd,3}$

$$V_{Rd,3} = V_{Rd,1} + V_{wd}$$

$$V_{Rd,1} = [T_{Rd} * K * (1.20 + 40 * p_l + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d]$$

$$V_{wd} = \frac{A_{s,wd}}{s} * 0.90 * d * f_{yd}$$

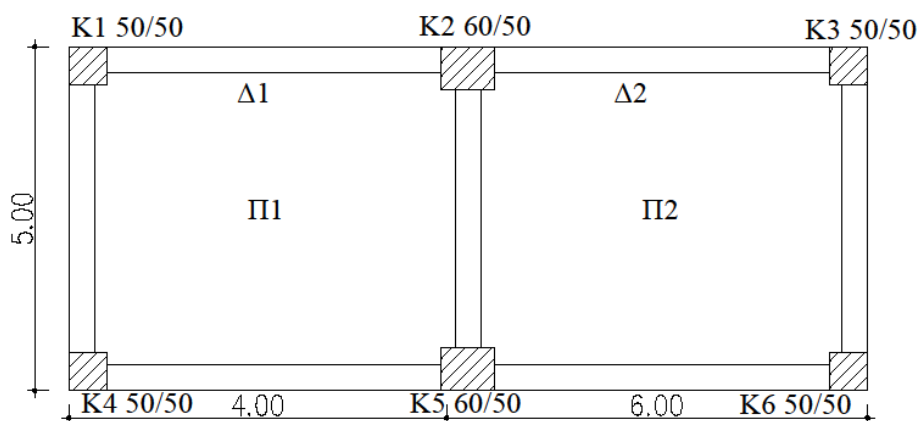
Βήματα για επίλυση δοκαριών :

1. Θεωρητικά μήκη

2. Συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού (b_{eff})
3. Έλεγχος σε κάμψη για το άνοιγμα
4. Ελάχιστος οπλισμός με κατασκευαστικές διατάξεις – Επιλογή οπλισμού
5. Έλεγχος σε κάμψη για τη στήριξη
6. Κατασκευαστικές διατάξεις για στήριξη – επιλογή οπλισμού
7. Τομές και αναπτύγματα όπου φαίνονται οι οπλισμοί που τελικά τοποθετούνται στο δοκάρι.
8. Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες – κρίσιμο μήκος
9. Έλεγχος σε διάτμηση – τελική επιλογή οπλισμού για διάτμηση (συνδετήρες)
10. Κατά μήκος τομή του δοκαριού που φαίνονται όλα τα σίδερα

Άσκηση

Δίνεται ισόγεια κατοικία στο Ηράκλειο Κρήτης (περιοχή περιβάλλοντος Π). Ζητείται με τα δεδομένα που δίνονται παρακάτω να υπολογιστούν οι διαμήκης σπλισμοί και οι συνδετήρες για τη συνεχή δοκό Δ1-Δ2.



Κατηγορία σκυροδέματος C20

K1, K2, K4 και K6 : 50/50

K2, K5 : 60/50

Π1, Π2 : $h_f = 15 \text{ cm}$

Δ1, Δ2 : 25/55

$M_{sd}^{\text{ακρραία στήριξη}} = -60 \text{ KNm}$

$M_{sd}^{\text{μεσαία στήριξη}} = -70 \text{ KNm}$

$M_{sd}^{\text{άνοιγμα}} = 120 \text{ KNm}$

$V_{sd}^{\text{ακρραία στήριξη}} = 80 \text{ KN}$

$V_{sd}^{\text{μεσαία στήριξη}} = 90 \text{ KN}$

Λύση

1. Θεωρητικά μήκη (ισχύουν και για τους δυο κανονισμούς)

$$l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2$$

- i. Δοκάρι Δ1 :

$$l_n = 4.00 - 0.50 = 3.50 \text{ m}$$

$$\alpha_1 : \text{ακρραία στήριξη} = \max \left(\frac{t}{3} \text{ ή } 0.025 * l_n \right) = \max \left(\frac{0.50}{3} \text{ ή } 0.025 * 3.50 \right) = 0.17$$

$$\alpha_2 : \text{μεσαία στήριξη} = \frac{t}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.30$$

$$\text{άρα } l = 3.50 + 0.17 + 0.30 = 3.97 \text{ m}$$

- ii. Δοκάρι Δ2 :

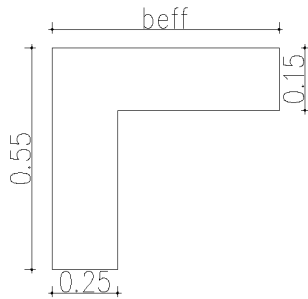
$$l_n = 6.00 - 0.60 - 0.50 = 4.90\text{m}$$

$$\alpha_2 : \text{μεσαία στήριξη} = \frac{t}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.30$$

$$\alpha_3 : \text{ακραία στήριξη} = \max\left(\frac{t}{3} \text{ ή } 0.025 * l_n\right) = \max\left(\frac{0.50}{3} \text{ ή } 0.025 * 4.90\right) = 0.17$$

$$\text{άρα } l = 4.90 + 0.30 + 0.17 = 5.37 \text{ m}$$

2. Συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} (ισχύει και για τους δυο κανονισμούς)



i. Δοκάρι Δ1 :

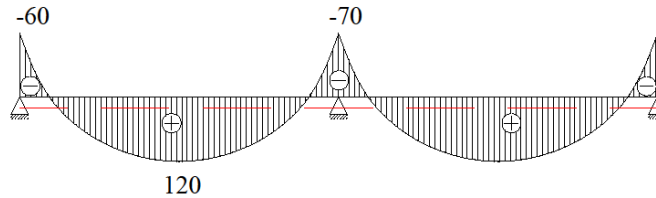
$$b_w + \frac{1}{6} * l_o = b_w + \frac{1}{6} * \alpha * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 0.80 * 3.97 = 0.80 \text{ m}$$

ii. Δοκάρι Δ2 :

$$b_w + \frac{1}{6} * l_o = b_w + \frac{1}{6} * \alpha * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 0.80 * 5.37 = 0.96 \approx 1.00 \text{ m}$$

Για να υπολογιστεί ο συντελεστής α πρέπει να κάνουμε κατά μήκος τομή στο δοκάρι. Εάν σύμφωνα με τις στηρίξεις το δοκάρι είναι αμφιέριστο $\alpha = 1.00$, εάν είναι μονόπακτο $\alpha = 0.80$ και τέλος εάν είναι αμφίπακτο $\alpha = 0.60$.

3. Έλεγχος σε κάμψη (ισχύει και για τους δυο κανονισμούς)



Άνοιγμα

$$M_{sd} = 120 \text{ KNm}$$

$$\Delta 1 : \mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b_{eff} * d^2 * f_{cd}} = \frac{0.12}{0.80 * 0.52^2 * \frac{20}{1.50}} = 0.04 \text{ MPa}$$

$$d = 55 - c = 55 - 3 = 52 \text{ cm} = 0.52 \text{ m}$$

συνεπώς προκύπτει ότι $\xi = 0.104$

$$x = \xi * d = 0.104 * 52 = 5.40 \text{ cm}$$

επομένως η θλιβόμενη περιοχή είναι μικρότερη από το πάχος της πλάκας ($x < h_f$)
 άρα επιλύουμε το άνοιγμα του δοκαριού με τους πίνακες ΕΜΠ όπου $b = b_{eff}$ και
 $d =$ στατικό ύψος του δοκαριού.

4. Έλεγχος σε κάμψη με ΕΜΠ

ι. Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. :

$$\frac{M_{sd}}{b_{eff} * d^2} = \frac{0.12}{0.80 * 0.52^2} = 0.55 \rightarrow \rho = \frac{0.144}{100}$$

$$A_s = \rho * b * d = \frac{0.144}{100} * 80 * 52 = 5.99 \text{ cm}^2$$

$$4\Phi 14 (6,19) \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = P_{min} * b_w * d$$

$$P_{min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ct}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} * \frac{2.20}{500} = 2.20 * 10^{-3}$$

$$A_{s,min} = 0.0022 * 25 * 52 = 2.86 \text{ cm}^2 < 6.19 \text{ cm}^2$$

Άρα τοποθετούμαι 4Φ14 (6.19 cm²)

$$\Delta 2 : \frac{M_{sd}}{b_{eff} * d^2} = \frac{0.12}{1.00 * 0.52^2} = 0.44 \rightarrow \rho = \frac{0.119}{100}$$

$$A_s = \rho * b * d = \frac{0.119}{100} * 100 * 52 = 6.20 \text{ cm}^2$$

$$5\Phi 14 > 7.70 \text{ cm}^2 > 2.86 \text{ cm}^2$$

ii. Σύμφωνα με τον EC8 :

$$\frac{M_{sd}}{b_{eff} * d^2} = \frac{0.12}{0.80 * 0.52^2} = 0.55 \rightarrow \rho = \frac{0.144}{100}$$

$$A_s = \rho * b * d = \frac{0.144}{100} * 80 * 52 = 5.99 \text{ cm}^2$$

$$4\Phi 14 (6.19) \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = P_{min} * b_w * d$$

$$\text{Για ΚΠΜ ισχύει : } P_{min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ct}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} * \frac{2.20}{500} = 2.20 * 10^{-3}$$

$$A_{s,min} = 0.0022 * 25 * 52 = 2.86 \text{ cm}^2 < 6.19 \text{ cm}^2$$

Άρα τοποθετούμαι 4Φ14 (6.19 cm²)

$$\Delta 2 : \frac{M_{sd}}{b_{eff} * d^2} = \frac{0.12}{1.00 * 0.52^2} = 0.44 \rightarrow \rho = \frac{0.119}{100}$$

$$A_s = \rho * b * d = \frac{0.119}{100} * 100 * 52 = 6.20 \text{ cm}^2$$

$$5\Phi 14 > 7.70 \text{ cm}^2 > 2.86 \text{ cm}^2$$

5. Έλεγχος σε κάμψη στις στηρίξεις (ισχύει και για τους δυο κανονισμούς)

i. Ακραία στήριξη $M_{sd} = -60 \text{ KNm}$

$$\frac{M_{sd}}{b_w * d^2} = \frac{0.06}{0.25 * 0.52^2} = 0.89 \rightarrow \rho = \frac{0.218}{100}$$

$$A_s = \frac{0.218}{100} * 25 * 52 = 3.49 \rightarrow 3\Phi 14 (4.62 \text{ cm}^2)$$

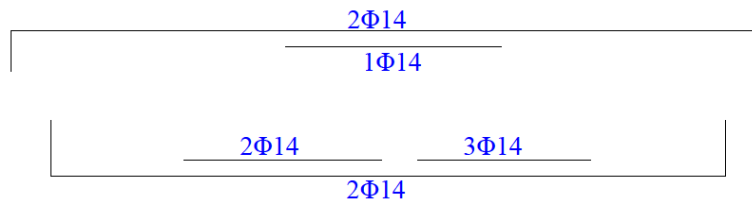
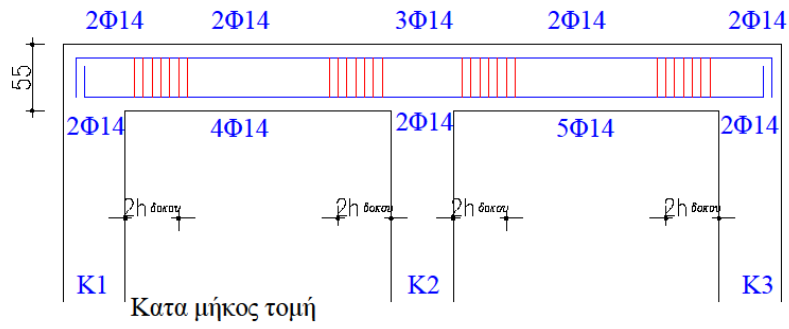
Αποτελέσματα από έλεγχο σε κάμψη για εφελκόμενο οπλισμό

Άνοιγμα για δοκό Δ1 : 4Φ14 (κάτω)

Άνοιγμα για δοκό Δ2 : 5Φ14 (κάτω)

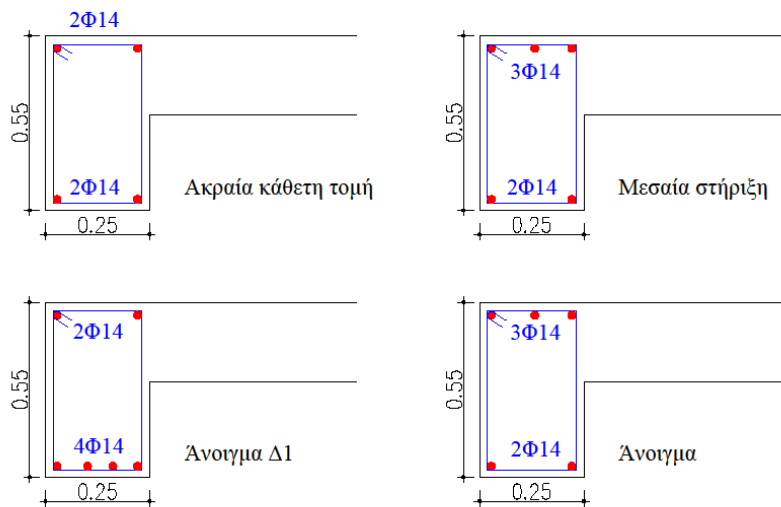
Ακραία στήριξη : 2Φ14 (πάνω)

Μεσαία στήριξη : 3 Φ14 (πάνω)



Ανάπτυγμα οπλισμών

6. Επιλογή οπλισμού – Τομές



7. Έλεγχος σε διάτμηση – κατασκευαστικές διατάξεις διάτμησης

i. Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.

$$l_{\text{κρίσιμο}} = 2 \cdot h = 2 \cdot 55 = 110 \text{ cm} = 1.10 \text{ m}$$

Συνδετήρες εντός $l_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 8/\text{max}S$)

$$\text{max}S = \min \begin{cases} \frac{1}{3} * \text{ύψος δοκαριού} = \frac{1}{3} * 55 = 18.30 \text{ cm} \\ 10 * \Phi_{L,\text{min}} = 10 * 1.40 = 14.00 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 20 * \Phi_{L,w} = 20 * 0.80 = 16.00 \text{ cm} \end{cases}$$

Άρα $\Phi 8/14$

Συνδετήρες εκτός $l_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 8/\text{max}S$)

Βρίσκω $V_{Rd,2}$

$$V_{Rd,2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b_w * 0.90 * d$$

$$v = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.70 - \frac{20}{200} = 0.60$$

$$V_{Rd,2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b_w * 0.90 * d = \frac{1}{2} * 0.60 * \frac{20}{1.50} * 0.25 * 0.90 * 0.52 = 0.47 = 470$$

KN

$$V_{sd} = 90 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{5} * V_{Rd,2} = \frac{1}{5} * 470 = 94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < \frac{1}{5} * V_{Rd,2} \text{ άρα } S = 30 \text{ cm}$$

$\Phi 8/30$ εκτός $l_{\text{κρίσιμο}}$

ii. Σύμφωνα με τον EC8

Για ΚΠΜ :

$$l_{\text{κρίσιμο}} = h = 55.00 \text{ cm} = 0.55 \text{ m}$$

Συνδετήρες εντός $l_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 8/\text{max}S$)

$$\text{max}S = \min \begin{cases} \frac{1}{4} * \text{ύψος δοκαριού} = \frac{1}{4} * 55 = 13.75 \text{ cm} \\ 8 * \Phi_{L,\text{min}} = 8 * 1.40 = 11.20 \text{ cm} \\ 22.50 \text{ cm} \\ 24 * \Phi_{L,w} = 24 * 0.60 = 14.40 \text{ cm} \end{cases}$$

Άρα $\Phi 6/10$

Συνδετήρες εκτός $l_{\text{κρίσιμο}}$ ($\Phi 8/\text{max}S$)

$$\max S = 0.75 * d = 0.75 * 0.52 = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

Άρα Φ6/39

8. Έλεγχος σε διάτμηση

Τον έλεγχο αυτό τον κάνουμε μόνο στο κρίσιμο μήκος.

Υπολογίζω από τις 2 τιμές V_{sd} τη μεγαλύτερη.

Βρίσκω $V_{Rd,2}$

$$V_{Rd,2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b_w * 0.90 * d$$

$$v = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.70 - \frac{20}{200} = 0.60$$

$$V_{Rd,2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b_w * 0.90 * d = \frac{1}{2} * 0.60 * \frac{20}{1.50} * 0.25 * 0.90 * 0.52 = 0.47 = 470$$

KN

$$V_{sd} = 90 \text{ KN}$$

$V_{Rd,2} = 470 \text{ KN} > 90$ επομένως συνεχίζουμε και υπολογίζουμε $V_{Rd,3}$

$$V_{Rd,3} = V_{Rd,1} + V_{wd}$$

$$V_{Rd,1} = [T_{Rd} * K * (1.20 + 40 * p_l + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d]$$

$T_{Rd} = 0.26 \text{ MPa}$ για C20

$$K = 1.60 - d = 1.60 - 0.52 = 1.10$$

$$p_l = \frac{A_s}{b * h} = \frac{4.62}{25 * 55} = 0.00336$$

$$V_{Rd,1} = [0.26 * 1.10 (1.20 + 40.00 * 0.00336)] * 0.25 * 0.52 = 0.05 \text{ MPa} = 50 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{s,wd}}{S} * 0.90 * d * f_{yd} = \frac{0.28}{10} * 0.90 * 52 * \frac{50}{1.15} = 56.97 \text{ KN}$$

Επομένως $V_{Rd,3} = 50 + 56.97 = 106.97 > 90 \text{ KN}$

Άρα Φ6/10

Επομένως εντός $l_{\text{κρίσιμο}}$ οι συνδετήρες είναι Φ6/10 και εκτός Φ6/39.

9. Μοντέλα προσομοίωσης της συνεχής δοκού Δ1 – Δ2 (ισχύει και για τους δυο κανονισμούς)

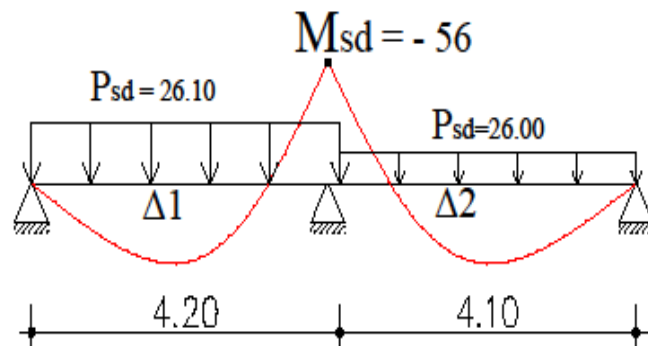
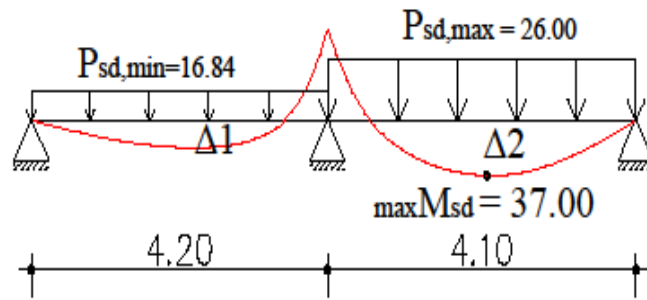
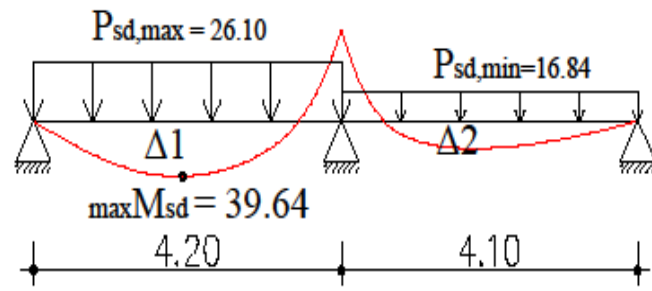
Αξονικά μήκη :

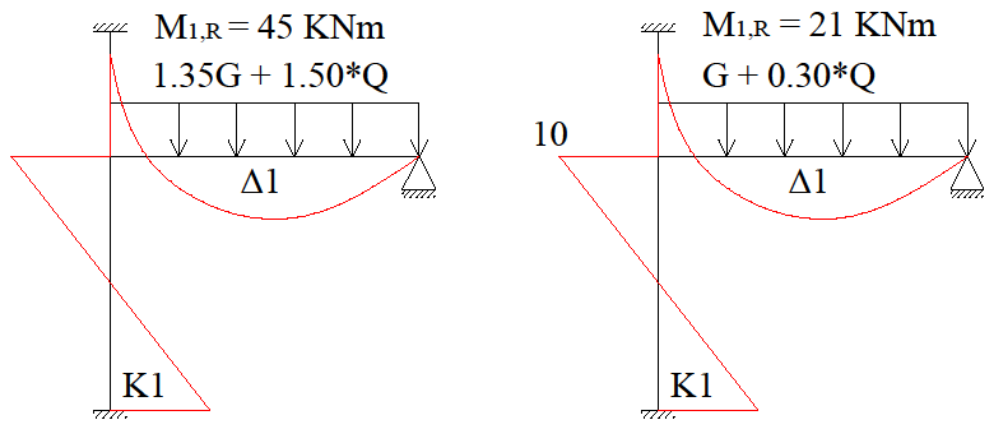
$$l_{\Delta 1} = 4.15 - \frac{0.45}{2} + \frac{0.50}{2} = 4.20 \text{ m}$$

$$l_{\Delta 2} = 4.57 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.50}{2} = 4.10 \text{ m}$$

$$\max \Delta 1 = 1.35 * G + 1.50 * Q = 26.10 \text{ KNm}$$

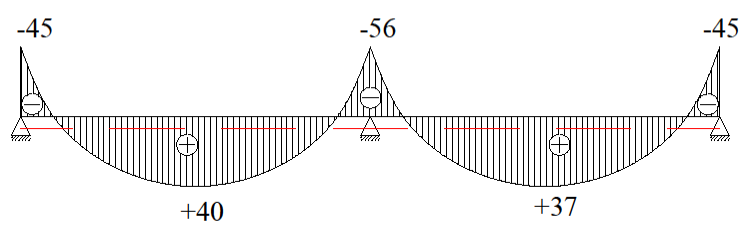
$$\max \Delta 2 = 1.00 * G = 16.84 \text{ KNm}$$



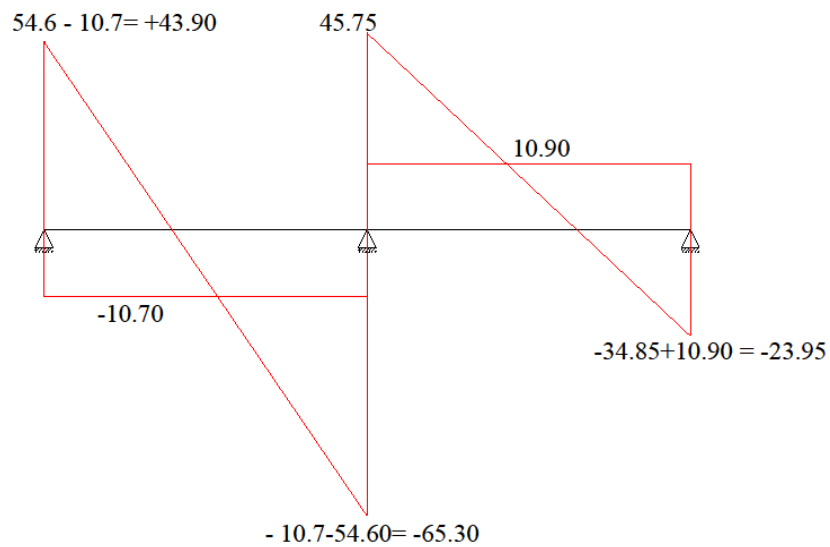
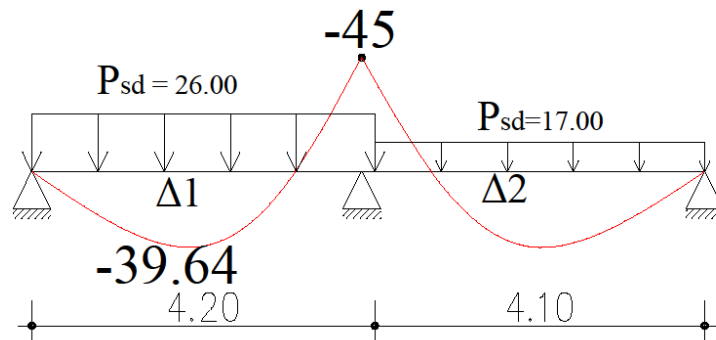


$$M_{\Delta} = M_{\upsilon} + M_{\omicron} = 10 + 10 = 20$$

Επιλέγουμε το μεγαλύτερο $M_{R,1}$



Για τις τέμνουσες :
 Την τέμνουσα του υποστυλώματος K1x λόγω σεισμού την παίρνω και στην ακραία στήριξη του δοκαριού Δ1.
 Την τέμνουσα του υποστυλώματος K1y λόγω σεισμού την παίρνω για το δοκάρι Δ3.



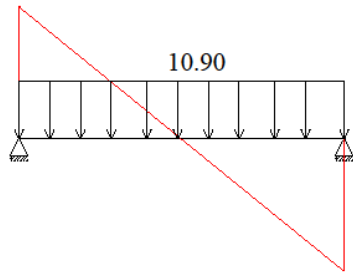
$$\Delta Q = \frac{M_{\tau\epsilon\lambda\iota\kappa\eta} - M_{\alpha\rho\chi\iota\kappa\eta}}{l}$$

$$\Delta Q_{\Lambda B} = \frac{-45 - 0}{4.20} = -10.70 \text{ KN}$$

$$\Delta Q_{B\Gamma} = \frac{0 - (-45)}{4.10} = +10.90 \text{ KN}$$

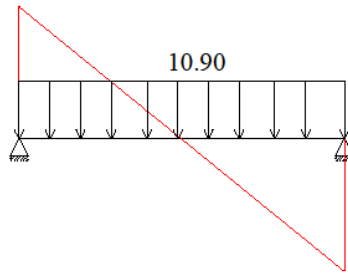
Άρα $V_{sd} = 65.30 \text{ KN}$ (η μεγαλύτερη τιμή)

$$(26 \cdot 4.2) / 2 = 54.60$$



$$-(26 \cdot 4.2) / 2 = -54.60$$

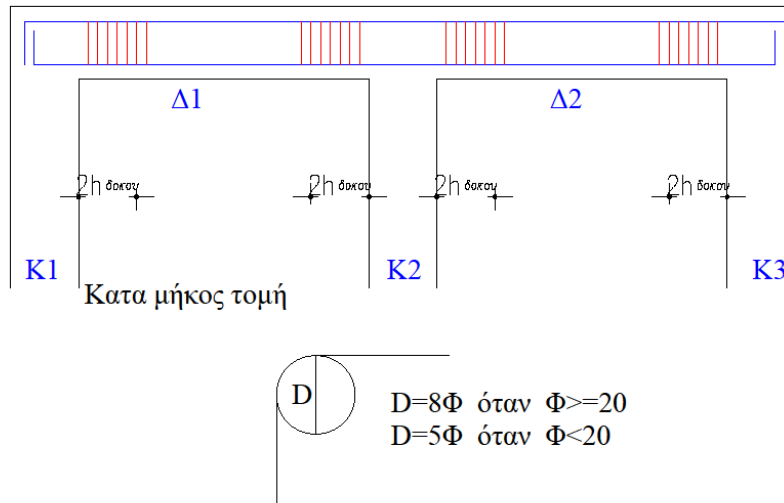
$$(17 \cdot 4.1) / 2 = 34.85$$



$$-(17 \cdot 4.1) / 2 = -34.85$$

Αγκυρώσεις

Δοκάρι



Οι αγκυρώσεις γίνονται για να μην έχουμε ολίσθηση των σιδήρων στον κόμβο. Τα σίδηρα των δοκαριών αγκυρώνονται μέσα στο υποστύλωμα με γωνία 90° και καμπύλη αγκύρωσης D.

Τα πάνω σίδηρα αγκυρώνονται προς τα κάτω και τα κάτω προς τα πάνω.

Το καθαρό μήκος αγκύρωσης (l_{bnet}) μετρείται μετά από απόσταση 5Φ από την είσοδο του σιδήρου στον κόμβο.

$$l_{bnet} = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} * \alpha$$

Φ : η διάμετρος του σιδήρου που αγκυρώνουμε

f_{yd} : το πηλίκο της αντοχής διαρροής του χάλυβα προς το συντελεστή ασφαλείας.

f_{bd} : εξαρτάται από την κατηγορία του χάλυβα και του σκυροδέματος και από την περιοχή συνάφειας που βρίσκεται το σίδηρο που αγκυρώνουμε.

α : εξαρτάται από το εάν αγκυρώνουμε εφελκόμενο ή θλιβόμενο οπλισμό.

- Θλιβόμενος οπλισμός – ευθύγραμμη αγκύρωση : α = 1
- Εφελκόμενος οπλισμός – ευθύγραμμη αγκύρωση : α = 1
- Θλιβόμενος οπλισμός – αγκύρωση με άγκιστρο : α = 0.70

f_{bd} : οριακή τάση συνάφειας → η δύναμη μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα

Σε περιοχή συνάφειας I (καλές αγκυρώσεις) έχουν τα σίδηρα των υποστυλωμάτων, τα σίδηρα των πλακών και τα κάτω σίδηρα των δοκαριών είτε είναι εφελκόμενος είτε θλιβόμενος ο οπλισμός.

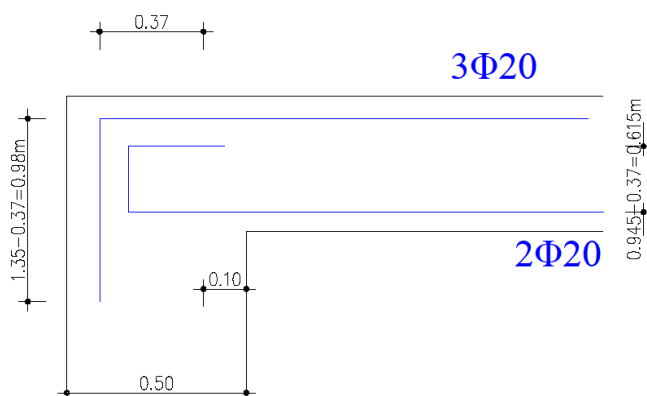
Περιοχή συνάφειας	Κατηγορία σκυροδέματος		
	C16	C20	C25
Συνάφεια I	2.00	2.30	2.70
Συνάφεια II	0.70*2.00	0.70*2.30	0.70*2.70

Άσκηση

Να υπολογιστεί η αγκύρωση δοκαριού Δ25/55 σε υποστύλωμα πλάτους 50 cm. Το δοκάρι έχει οπλισμό 3Φ20 πάνω (εφελκυόμενος) και 2Φ20 κάτω (θλιβόμενος). Η αγκύρωση να είναι ευθύγραμμη και να γίνουν τα απαραίτητα σχέδια.

Λύση

Το μήκος αγκύρωσης υπολογίζεται μετά από απόσταση $5\Phi = 5*2 = 10$ cm



1. 3Φ20 (εφελκυόμενος)

$$l_{bnet} = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} * \alpha = \frac{2}{4} * \frac{500}{1.61} * 1 = 135 \text{ cm}$$

το ευθύγραμμο τμήμα του υποστυλώματος που χωράει την αγκύρωση είναι $50 - 5*\Phi - c = 50 - 5*2 - 3 = 37 \text{ cm} = \alpha_1$

άρα το κάθετο τμήμα είναι $135 - 37 = 98 \text{ cm} = \alpha_2$

$$D = \Phi\Phi = 8*2 = 16 \text{ cm}$$

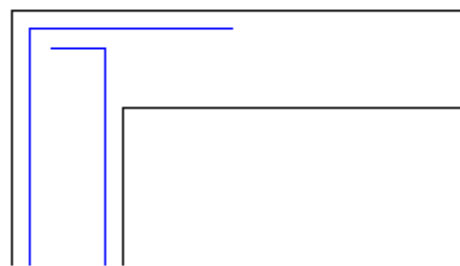
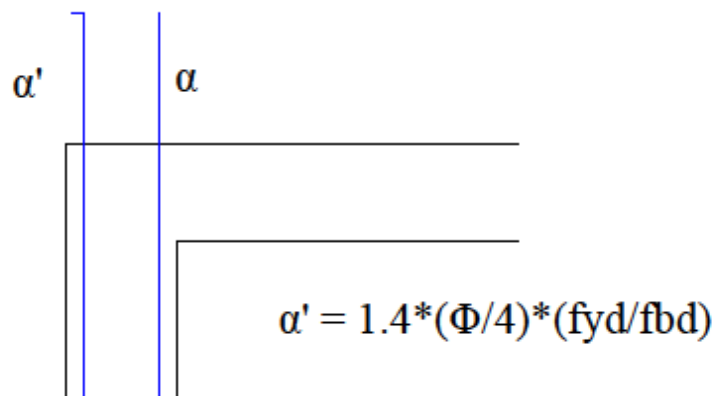
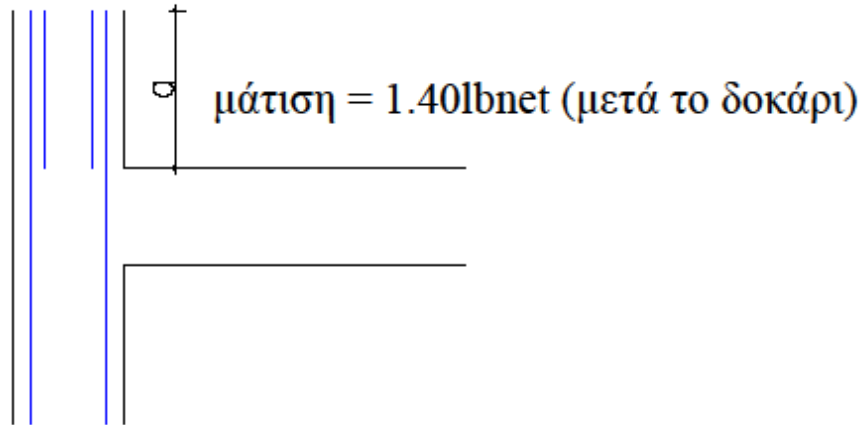
2. 2Φ20 (θλιβόμενος)

$$l_{bnet} = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} * \alpha = \frac{2}{4} * \frac{500}{2.30} * 1 = 94.50 \text{ cm}$$

το υποστύλωμα χωράει $50 - 5*\Phi - c - \Phi - 2 = 50 - 10 - 3 - 2 - 2 = 33 \text{ cm} = \alpha_1$

$$\alpha_2 = 94.50 - 33 = 61.50 \text{ cm}$$

Μήκος μάτισης υποστυλωμάτων – Αγκύρωση στον τελευταίο όροφο – αναμονές.



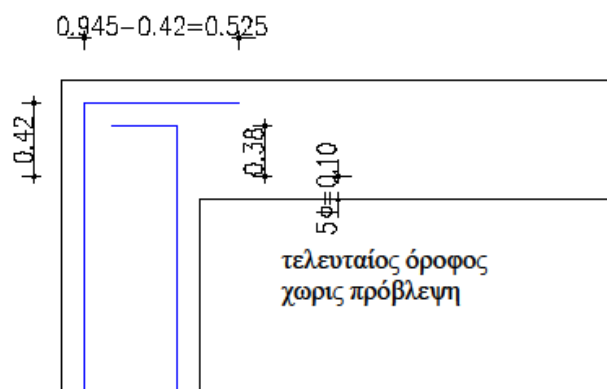
Άσκηση

Να υπολογιστεί το μήκος μάτισης υποστρώματος 50/50 με σίδερα 12Φ20 και να γίνει η αγκύρωση στον τελευταίο όροφο εάν δεν υπάρχει πρόβλεψη ορόφου.

Λύση

$$l_{\text{bnet}} = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} * \alpha = \frac{2}{4} * \frac{500}{2.30} * 1 = 94.50 \text{ cm}$$

$$\text{Μάτιση : } l' = 1.40 * l_{\text{bnet}} = 1.40 * 94.50 = 1.32 \text{ m}$$



ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΣΚΗΣΗ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟΝ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ (Ε.Α.Κ)

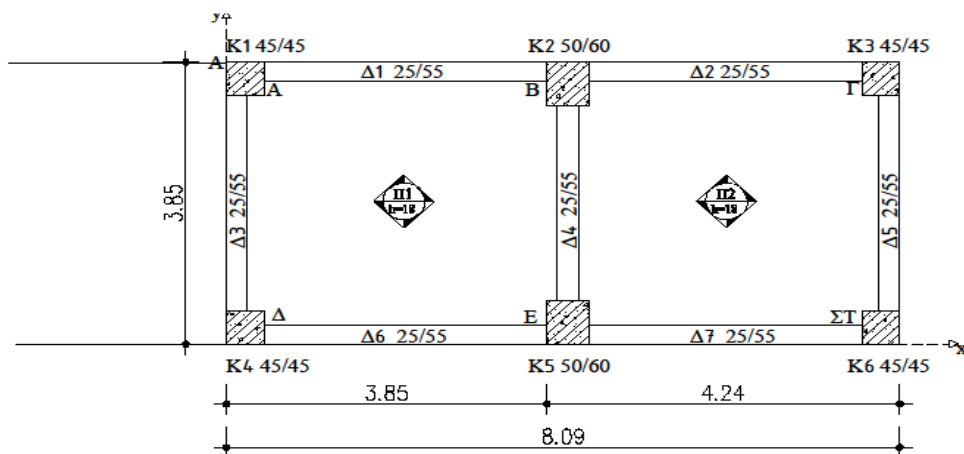
Δίδεται η τυπική κάτοψη ορόφου διώροφης κατοικίας στην πόλη του Ηρακλείου. Ζητείται να σχεδιαστούν τα δοκάρια και τα υποστυλώματα του ισογείου σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ).

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

- Υλικά C20 \Rightarrow (μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδλεματος) $f_{ctm} = 2.2 \text{ MPa}$
- B500 \Rightarrow (χαρακτηριστική αντοχή διαρροής) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Πάχος πλακών $h_f = 18 \text{ cm}$
- Στηθαίο με μπατική οπτ/μη ύψους 1.00m
- Βάθος θεμελίωσης 1.20m
- Ύψος πέλδλου 0.70m
- Μικτό ύψος ορόφου 3.00m
- Περιοχή Περιβάλλοντος I $\rightarrow \alpha = 0.16$
- Επικάλυψη $c = 2.00 \text{ cm}$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ!!! Η εξωτερική τοιχοποιία είναι μπατική και η εσωτερική δρομική.

Τοιχοποιία: ① μπατική: $3.6 * h_{\text{ΤΟΙΧΟΥ ΜΠΑΤΙΚΟΥ}}$, ② δρομική: $2.1 * h_{\text{ΤΟΙΧΟΥ ΔΡΟΜΙΚΟΥ}}$



ΑΞΟΝΙΚΑ ΜΗΚΗ ΠΛΑΚΩΝ

ΠΛΑΚΑ Π1

$$L_x = 3.85 + \frac{0.50}{2} - \frac{0.25}{2} = 3.975\text{m}$$

$$L_y = 3.85 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 3.60\text{m}$$

ΠΛΑΚΑ Π2

$$L_x = 4.24 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.25}{2} = 3.865\text{m}$$

$$L_y = 3.85 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 3.60\text{m}$$

ΑΞΟΝΙΚΑ ΜΗΚΗ ΔΟΚΑΡΙΩΝ

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ1/Δ6

$$L = 3.85 - \frac{0.45}{2} + \frac{0.50}{2} = 3.875\text{m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ2/Δ7

$$L = 4.24 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.50}{2} = 3.765\text{m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ3/Δ5

$$L = 3.85 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.45}{2} = 3.40\text{m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ4

$$L = 3.85 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 3.35\text{ m}$$

ΦΟΡΤΙΑ ΠΛΑΚΩΝ (ΜΟΝΙΜΑ ΚΑΙ ΚΙΝΗΤΑ)

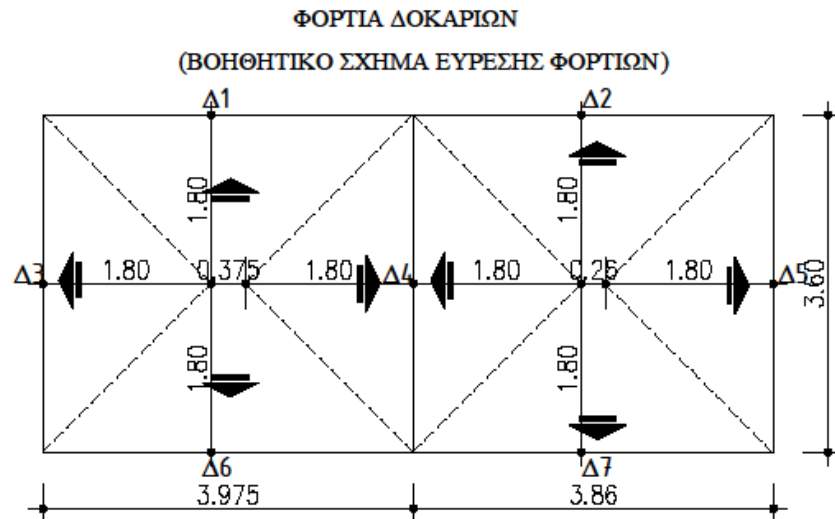
Μόνιμα: $g = 25 \cdot hf + 1 = 25 \cdot 0.18 + 1 = 5.50 \text{ KN/m}^2$

Κινητά: $q = 2.00 \text{ KN/m}^2$ (επειδή είδος κτιρίου ☞ κατοικία)

$P_{sd \max} = 1.35 \cdot g + 1.5 \cdot q = 1.35 \cdot 5.5 + 1.5 \cdot 2 = 10.425 \text{ KN/m}$

$P_{sd \min} = g = 5.50 \text{ KN/m}$

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΑΡΙΩΝ (ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ)



➤ ΟΡΟΦΟΥ

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ1/Δ6

$$\text{Ετραπεζίου} = \frac{(B+\beta) \cdot v}{2} = \frac{(3.975+0.375) \cdot 1.80}{2} = 3.975 \text{ m}^2$$

$$\text{Όπου: } \beta = \left(\frac{3.60}{2} + \frac{3.60}{2} \right) - 3.975 = 0.375 \text{ m}$$

$$v = \frac{3.60}{2} = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Μόνιμα φορτία: } = \frac{\text{Ετραπεζίου} \cdot g}{L} = \frac{3.915 \cdot 5.50}{3.975} = 5.42 \text{ KN/m}$$

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος δοκαριού}) \cdot (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} = 5.42 + 3.44 = 8.86 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο: } Q_{\text{ολ}} = \frac{\text{Ετραπεζίου} \cdot q}{L} = \frac{3.915 \cdot 2.00}{3.975} = 1.97 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ2/Δ7

$$\text{Ετραπεζίου} = \frac{(B+\beta)*v}{2} = \frac{(3.86+0.26)*1.80}{2} = 3.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Όπου: } \beta = \left(\frac{3.60}{2} + \frac{3.60}{2} \right) - 3.86 = 0.26 \text{ m}$$

$$v = \frac{3.60}{2} = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Μόνιμα φορτία: } = \frac{\text{Ετραπεζίου} * g}{L} = \frac{3.70 * 5.50}{3.86} = 5.27 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Γολ} = 5.27 + 3.44 = 8.71 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο : } Q_{\text{ολ}} = \frac{\text{Ετραπεζίου} * q}{L} = \frac{3.70 * 2.00}{3.86} = 1.92 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ3/Δ5

$$\text{Ετριγώνου} = \frac{B*v}{2} = \frac{3.60 * 3.60}{2} = 3.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Μόνιμα φορτία: } = \frac{\text{Ετριγώνου} * g}{L} = \frac{3.24 * 5.50}{3.60} = 4.95 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Γολ} = 4.95 + 3.44 = 8.39 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο : } Q_{\text{ολ}} = \frac{\text{Ετριγώνου} * q}{L} = \frac{3.24 * 2.00}{3.60} = 1.80 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ4

$$\text{Ετριγώνου} = \frac{B*v}{2} = \frac{3.60 * 3.60}{2} = 3.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Μόνιμα φορτία: } = \frac{\text{Ετριγώνου} * g}{L} * 2 = \frac{3.24 * 5.50}{3.60} * 2 = 9.90 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Γολ} = 9.90 + 3.44 = 13.34 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο : } Q_{\text{ολ}} = \frac{\text{Ετριγώνου} * q}{L} * 2 = \frac{3.24 * 2.00}{3.60} * 2 = 3.60 \text{ KN/m}$$

➤ **ΙΣΟΓΕΙΟΥ**

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ1/Δ6

Μόνιμα φορτία:

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία: } 3.60 * 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Από πλάκα: } 5.42 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} = 3.44 + 10.80 + 5.42 = 19.66 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\text{Από πλάκα: } 1.97 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = 1.97 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ2/Δ7

Μόνιμα φορτία:

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία: } 3.60 * 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Από πλάκα: } 5.27 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} = 3.44 + 10.80 + 5.27 = 19.51 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\text{Από πλάκα: } 1.92 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = 1.92 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ3/Δ5

Μόνιμα φορτία:

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία: } 3.60 * 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Από πλάκα: } 4.95 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} = 3.44 + 10.80 + 4.95 = 19.19 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\text{Από πλάκα: } 1.80 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = 1.80 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙ Δ4

Μόνιμα φορτία:

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία: } 2.10 * 3.00 = 6.30 \text{ KN/m}$$

$$\text{Από πλάκα: } 9.90 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} = 3.44 + 6.30 + 9.90 = 19.64 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\text{Από πλάκα: } 3.60 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = 3.60 \text{ KN/m}$$

ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ (ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ)

Παρατήρηση: Υπολογίζω πρώτα τα υποστυλώματα ορόφου και έπειτα του ισογείου

➤ **ΟΡΟΦΟΥ** (ίδιο βάρος και φορτία)

ΚΟΛΩΝΑ Κ1

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{G \cdot L\Delta 3}{2} = \frac{8.86 \cdot 3.875}{2} + \frac{8.39 \cdot 3.40}{2} = 31.43 \text{ KN/m}$$

IB= 25*(πλάτος κολώνας)*(μήκος κολώνας)*(ύψος κολώνας)=25*0.45*0.45*3.00=15.19KN/m

$$G_{ολΚ1} = 31.43 + 15.19 = 46.62 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{Q \cdot L\Delta 3}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολΚ1} = 6.88 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ2

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{G \cdot L\Delta 2}{2} + \frac{G \cdot L\Delta 4}{2} = \frac{8.86 \cdot 3.875}{2} + \frac{8.71 \cdot 3.76}{2} + \frac{13.34 \cdot 3.35}{2} = 55.89 \text{ KN/m}$$

IB= 25*(πλάτος κολώνας)*(μήκος κολώνας)*(ύψος κολώνας)
=25*0.50*0.60*3.00=22.50KN/m

$$G_{ολΚ2} = 55.89 + 22.50 = 78.39 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{Q \cdot L\Delta 2}{2} + \frac{Q \cdot L\Delta 4}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{3.60 \cdot 3.35}{2} = 13.46 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολΚ2} = 13.46 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ3

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G*L\Delta 5}{2} + \frac{G*L\Delta 2}{2} = \frac{8.39*3.40}{2} + \frac{8.71*3.76}{2} = 30.64 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25*(\text{πλάτος κολώνας})*(\text{μήκος κολώνας})*(\text{ύψος κολώνας}) \\ = 25*0.45*0.45*3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$$

$$G_{ολ\kappa 3} = 30.64 + 15.19 = 45.83 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q*L\Delta 5}{2} + \frac{Q*L\Delta 2}{2} = \frac{1.80*3.40}{2} + \frac{1.92*3.76}{2} = 6.70 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολ\kappa 3} = 6.70 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ4

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G*L\Delta 6}{2} + \frac{G*L\Delta 3}{2} = \frac{8.86*3.875}{2} + \frac{8.39*3.40}{2} = 31.43 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25*(\text{πλάτος κολώνας})*(\text{μήκος κολώνας})*(\text{ύψος κολώνας}) \\ = 25*0.45*0.45*3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$$

$$G_{ολ\kappa 4} = 31.43 + 15.19 = 46.62 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q*L\Delta 6}{2} + \frac{Q*L\Delta 3}{2} = \frac{1.97*3.875}{2} + \frac{1.80*3.40}{2} = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολ\kappa 4} = 6.88 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ5

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G*L\Delta 6}{2} + \frac{G*L\Delta 7}{2} + \frac{G*L\Delta 4}{2} = \frac{8.86*3.875}{2} + \frac{8.71*3.76}{2} + \frac{13.34*3.35}{2} = 55.89$$

KN/m

$$IB = 25*(\text{πλάτος κολώνας})*(\text{μήκος κολώνας})*(\text{ύψος κολώνας}) \\ = 25*0.50*0.60*3.00 = 22.50 \text{ KN/m}$$

$$G_{ολ\kappa 5} = 55.89 + 22.50 = 78.39 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L_{\Delta 6}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 7}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 4}}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{3.60 \cdot 3.35}{2} = 13.46 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολκ5}} = 13.46 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ6

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 5}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 7}}{2} = \frac{8.39 \cdot 3.40}{2} + \frac{8.71 \cdot 3.76}{2} = 30.64 \text{ KN/m}$$

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας})$$

$$= 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολκ6}} = 30.64 + 15.19 = 45.83 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο: } \frac{Q \cdot L_{\Delta 5}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 7}}{2} = \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} = 6.70 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολκ6}} = 6.70 \text{ KN/m}$$

- **ΙΣΟΓΕΙΟΥ** (ίδιο βάρος και φορτία από δοκάρια ισογείου και φορτία από υποστυλώματα ορόφου)

ΚΟΛΩΝΑ Κ1

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 1}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 3}}{2} = \frac{19.66 \cdot 3.875}{2} + \frac{19.19 \cdot 3.40}{2} = 70.71 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) \\ = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$$

ΟΡΟΦΟΥ: $G_{ολΚ1} = 46.62 \text{ KN/m}$

$$G_{ολΚ1} = 70.71 + 15.19 + 46.62 = 132.52 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L_{\Delta 1}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 3}}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολΚ1} = 6.88 \cdot 2 = 13.76 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ2

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 1}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 2}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 4}}{2} = \frac{19.66 \cdot 3.875}{2} + \frac{19.51 \cdot 3.76}{2} + \frac{19.64 \cdot 3.35}{2} = \\ 107.67 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) \\ = 25 \cdot 0.50 \cdot 0.60 \cdot 3.00 = 22.50 \text{ KN/m}$$

ΟΡΟΦΟΥ: $G_{ολΚ2} = 78.39 \text{ KN/m}$

$$G_{ολΚ2} = 107.67 + 22.50 + 78.39 = 208.56 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L_{\Delta 1}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 2}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 4}}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{3.60 \cdot 3.35}{2} = 13.46 \\ \text{KN/m}$$

$$Q_{ολΚ2} = 13.46 \cdot 2 = 26.92 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ3

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 2}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 5}}{2} = \frac{19.51 \cdot 3.76}{2} + \frac{19.19 \cdot 3.40}{2} = 69.30 \text{ KN/m}$$

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) \\ = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$$

ΟΡΟΦΟΥ: $G_{ολκ3} = 45.83 \text{ KN/m}$

$$G_{ολκ3} = 69.30 + 15.19 + 45.83 = 130.32 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L_{\Delta 2}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 5}}{2} = \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολκ3} = 6.67 \cdot 2 = 13.34 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ4

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 6}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 3}}{2} = \frac{19.66 \cdot 3.875}{2} + \frac{19.19 \cdot 3.40}{2} = 70.71 \text{ KN/m}$$

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) \\ = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$$

ΟΡΟΦΟΥ: $G_{ολκ4} = 46.62 \text{ KN/m}$

$$G_{ολκ4} = 70.71 + 15.19 + 46.62 = 132.52 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L_{\Delta 6}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 3}}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολκ4} = 6.88 \cdot 2 = 13.76 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ5

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 6}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 7}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 4}}{2} = \frac{19.66 \cdot 3.875}{2} + \frac{19.51 \cdot 3.76}{2} + \frac{19.64 \cdot 3.35}{2} = \\ 107.67 \text{ KN/m}$$

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) \\ = 25 \cdot 0.50 \cdot 0.60 \cdot 3.00 = 22.50 \text{ KN/m}$$

ΟΡΟΦΟΥ: $G_{\lambda_{K5}} = 78.39 \text{ KN/m}$

$$G_{\lambda_{K5}} = 107.67 + 22.50 + 78.39 = 208.56 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q * L_{\Delta 6}}{2} + \frac{Q * L_{\Delta 7}}{2} + \frac{Q * L_{\Delta 4}}{2} = \frac{1.97 * 3.875}{2} + \frac{1.92 * 3.76}{2} + \frac{3.60 * 3.35}{2} = 13.46 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\lambda_{K5}} = 13.46 * 2 = 26.92 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ6

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G * L_{\Delta 7}}{2} + \frac{G * L_{\Delta 5}}{2} = \frac{19.51 * 3.76}{2} + \frac{19.19 * 3.40}{2} = 69.30 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} IB &= 25 * (\text{πλάτος κολώνας}) * (\text{μήκος κολώνας}) * (\text{ύψος κολώνας}) \\ &= 25 * 0.45 * 0.45 * 3.00 = 15.19 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

ΟΡΟΦΟΥ: $G_{\lambda_{K6}} = 45.83 \text{ KN/m}$

$$G_{\lambda_{K6}} = 69.30 + 15.19 + 45.83 = 130.32 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q * L_{\Delta 7}}{2} + \frac{Q * L_{\Delta 5}}{2} = \frac{1.92 * 3.76}{2} + \frac{1.80 * 3.40}{2} = 6.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\lambda_{K6}} = 6.67 * 2 = 13.34 \text{ KN/m}$$

ΜΑΖΑ ΟΡΟΦΟΥ – ΜΑΖΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ- ΜΑΖΑ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

$$m_{\text{ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{2*46.62+2*45.83+2*78.39+0.3*2*6.88+0.3*2*6.70+0.3*2*13.46}{g} \Rightarrow$$

$$m_{\text{ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{93.24+91.66+156.78+4.128+4.02+8.076}{g} \Rightarrow$$

$$m_{\text{ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{357.90}{g} \text{ Kgr}$$

$$m_{\text{ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{2*132.52+2*130.32+2*208.56+0.3*2*13.76+0.3*2*13.34+0.3*2*26.92}{g} \Rightarrow$$

$$m_{\text{ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{265.04+260.64+417.12+8.268+8.004+16.152}{g} \Rightarrow$$

$$m_{\text{ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{957.20}{g} \text{ Kgr}$$

➤ Η καθαρή μάζα του ορόφου όπως προέκυψε είναι: $m_{\text{ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{357.90}{g} \text{ Kgr}$

➤ Η καθαρή μάζα του ισογείου είναι: $m_{\text{ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{957.20}{g} - \frac{357.90}{g} = \frac{599.30}{g}$

Kgr

➤ Η συνολική μάζα της κατασκευής είναι: $m_{\text{ΟΛΙΚΟ}} = \frac{957.20}{g} \text{ Kgr}$

ΕΥΡΕΣΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ

Παρατήρηση: Βρίσκουμε την τέμνουσα βάσης V_{0x} και V_{0y} αφού πρώτα υπολογίσουμε την ιδιοσυχνότητα κατά x και κατά y και πάμε στον αντίστοιχο τύπο από θεωρία .

$$\text{Ιδιοπερίοδος: } \left\{ \begin{array}{l} L_x = 3.85 + 4.24 = 8.09\text{m} \\ L_y = 3.85\text{m} \end{array} \right\}$$

$$T_x = 0.09 * H * L_x^{-1/2} * [H / (H + p * L_x)]^{1/2} \text{ (sec)}$$

$$\text{Άρα } T_x = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{8.09}} = 0.19 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.09 * H * L_y^{-1/2} * [H / (H + p * L_y)]^{1/2} \text{ (sec)}$$

$$\text{Άρα } T_y = 0.09 * 6 * \frac{1}{\sqrt{3.85}} = 0.28 \text{ sec}$$

Το έδαφος είναι κατηγορίας Β και οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος σχεδιασμού από πίνακα (δοδομένο) είναι:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{sec} \rightarrow T_1 < T_x \\ T_2 = 0.60 \text{sec} \rightarrow T_2 > T_y \end{array} \right\}$$

Επειδή, η ιδιοπερίοδος κατά x και y της κατασκευής βρίσκεται εντός των τιμών T_1, T_2 η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού δίνεται από τη σχέση :

$$\Phi_d (T_x) = A * \gamma * \frac{\beta_0 * n}{q} \text{ (κατά τη } x \text{ διεύθυνση)} \quad \text{και} \quad \Phi_d (T_y) = A * \gamma * \frac{\beta_0 * n}{q} \text{ (κατά την } y \text{ διεύθυνση)}$$

Όπου: $A = \alpha * g = 0.16 * g$ ($\alpha = 0.16$ γιατί έχουμε περιοχή περιβάλλοντος Ι δεδομένο από την άσκηση)

$$\gamma = 1.00 \text{ (γιατί έχουμε κατοικία)}$$

$$\beta_0 = 2.50 \text{ (πάντα)}$$

$$n = 1.00 \text{ (γιατί έχουμε οπλισμένο σκυρόδεμα)}$$

$$q = 3.50 \text{ (για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν πλαίσια και τοιχώματα)}$$

$$\text{Άρα, } \Phi d (T_x) = 0.16g * 1.00 * \frac{2.50 * 1.00}{3.50} = 0.11g$$

$$\Phi d (T_y) = 0.16g * 1.00 * \frac{2.50 * 1.00}{3.50} = 0.11g$$

Συνεπώς, $\Phi d (T_x) = \Phi d (T_y)$

$$V_{ox} = \text{Μάζα} * \Phi d (T_x) = \frac{957.20}{g} * 0.11g = 105.29 \text{ KN}$$

$$V_{oy} = \text{Μάζα} * \Phi d (T_y) = \frac{957.20}{g} * 0.11g = 105.29 \text{ KN}$$

$$\text{Γενικός τύπος: } F_i = V_o * \frac{m_i * y_i}{\sum m_i * y_i}$$

Γνωρίζουμε από προηγούμενο ερώτημα ότι:

$$m_1 = \frac{957.20}{g} - \frac{357.90}{g} = \frac{599.30}{g} \text{ Kgr}$$

$$m_2 = \frac{357.90}{g} \text{ Kgr}$$

Συνεπώς,

$$F_1 = V_o * \frac{m_1 * y_1}{m_1 * y_1 + m_2 * y_2} = 105.29 * \frac{\frac{599.30}{g} * 3.00}{\frac{599.30}{g} * 3.00 + \frac{357.90}{g} * 6.00} =$$

$$105.29 * \frac{1797.90}{3945.30} = 47.98 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_o * \frac{m_2 * y_2}{m_1 * y_1 + m_2 * y_2} = 105.29 * \frac{\frac{357.90}{g} * 6.00}{\frac{599.30}{g} * 3.00 + \frac{357.90}{g} * 6.00} =$$

$$105.29 * \frac{2147.4}{3945.30} = 57.31 \text{ KN}$$



Βοηθητικός πίνακας εύρεσης P(KN)				
A/A		G (KN/m) Μόνιμα Φορτία	Q (KN/m) Κινητά Φορτία	P=G+0.30*Q (KN/m)
K ₁	ΙΣΟΓΕΙΟΥ	132.52	13.78	136.654
K ₂		208.56	26.92	216.636
K ₃		130.32	13.34	134.322
K ₄		132.52	13.78	136.654
K ₅		208.56	26.92	216.636
K ₆		130.32	13.34	134.322
K ₁	ΟΡΟΦΟΥ	31.43	6.88	33.494
K ₂		55.89	13.46	59.928
K ₃		30.64	6.70	32.650
K ₄		31.43	6.88	33.494
K ₅		55.89	13.46	59.928
K ₆		30.64	6.70	32.650

ΕΥΡΕΣΗ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ (Κ.Β) ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

A/A	ΟΡΟΦΟΥ	Xi	Yi	Pi	Xi*Pi	Yi*Pi
K ₁		0.225	(3.85-0.225) 3.625	33.494	7.54	121.42
K ₂		(3.85+0.250) 4.10	(3.85-0.300) 3.550	59.928	245.70	212.74
K ₃		(3.85- 0.225+4.235) 7.860	(3.85-0.225) 3.625	32.650	256.63	118.36
K ₄		0.225	0.225	33.494	7.54	7.54
K ₅		(3.85+0.250) 4.10	0.300	59.928	245.70	17.98
K ₆		(3.85- 0.225+4.235) 7.860	0.225	32.650	256.63	7.35
Σύνολο				252.144	1019.74	485.39

$$X_{G \text{ ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{\sum Xi * Pi}{\sum Pi} = \frac{1019.74}{252.144} = 4.044\text{m}$$

$$Y_{G \text{ ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{\sum Yi * Pi}{\sum Pi} = \frac{485.39}{252.144} = 1.925\text{m}$$

A/A	ΙΣΟΓΕΙΟΥ	Xi	Yi	Pi	Xi*Pi	Yi*Pi
K ₁		0.225	(3.85-0.225) 3.625	136.654	30.747	495.371
K ₂		(3.85+0.250) 4.10	(3.85-0.300) 3.550	216.636	888.208	769.058
K ₃		(3.85- 0.225+4.235) 7.860	(3.85-0.225) 3.625	134.322	1055.771	486.917
K ₄		0.225	0.225	136.654	30.747	495.371
K ₅		(3.85+0.250) 4.10	0.300	216.636	888.208	769.058
K ₆		(3.85- 0.225+4.235) 7.860	0.225	134.322	1055.771	486.917
Σύνολο				917.224	3949.452	1877.306

$$X_{G \text{ ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{\sum Xi * Pi}{\sum Pi} = \frac{3949.452}{917.224} = 4.050\text{m}$$

$$Y_{G \text{ ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{\sum Yi * Pi}{\sum Pi} = \frac{1877.306}{917.224} = 1.925\text{m}$$

ΕΥΡΕΣΗ ΚΕΝΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΡΟΦΗΣ (Κ.Ε.Σ)

Επειδή οι κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 είναι τετραγωνικής μορφής είναι ίδιες και κατά τη X διεύθυνση και κατά την Y διεύθυνση και ισούται με:

$$I_X = I_Y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0.45^4}{12} = 3.42 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Επομένως και ο δείκτης ακαμψίας κατά τις X, Y διευθύνσεις είναι ίδιος για τις κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 και ισούται με:

$$K_X = K_Y = 12 \cdot \frac{E_c \cdot I}{h^3} = 12 \cdot \frac{28.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 3.42 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}{3^3 \text{ m}^3} = 42.56 \text{ MN/m}$$

Επιπλέον, οι κολώνες K_2, K_5 δεν είναι τετραγωνικής μορφής δεν είναι ίδιες κατά X, Y διευθύνσεις και ισούται με :

$$I_X = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.50 \cdot 0.60^3}{12} = 9.00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_Y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0.60 \cdot 0.50^3}{12} = 6.25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Επομένως και ο δείκτης ακαμψίας κατά τις X, Y διευθύνσεις δεν είναι ίδιος για τις κολώνες K_2, K_5 και ισούται με:

$$K_X = 12 \cdot \frac{E_c \cdot I_X}{h^3} = 12 \cdot \frac{28.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 9.00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}{3^3 \text{ m}^3} = 112.00 \text{ MN/m}$$

$$K_Y = 12 \cdot \frac{E_c \cdot I_Y}{h^3} = 12 \cdot \frac{28.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 6.25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}{3^3 \text{ m}^3} = 77.78 \text{ MN/m}$$

A/A	X_i	Y_i	K_{ix}	K_{iy}	$X_i \cdot K_{ix}$	$Y_i \cdot K_{iy}$
K_1	0.225	3.625	42.56	42.56	9.576	154.280
K_2	4.10	3.550	112.00	77.78	318.898	397.600
K_3	7.860	3.625	42.56	42.56	334.522	154.280
K_4	0.225	0.225	42.56	42.56	9.576	9.576
K_5	4.10	0.300	112.00	77.78	318.898	33.600
K_6	7.860	0.225	42.56	42.56	334.522	9.576
ΣΥΝΟΛΟ			394.24	325.80	1325.992	758.912

$$X_E = \frac{\sum X_i \cdot K_{iy}}{\sum K_{iy}} = \frac{1325.992}{325.80} = 4.07 \text{ m}$$

$$Y_E = \frac{\sum X_i \cdot K_{ix}}{\sum K_{ix}} = \frac{758.912}{394.24} = 1.925 \text{ m}$$

ΕΥΡΕΣΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑΣ

Η εκκεντρότητα δίνεται από τον τύπο: $e = \sqrt{lx^2 + ly^2}$ (σχέση 1)

$$e_X^{ΟΡΟΦΟΥ} = |X_G^{ΟΡΟΦΟΥ} + X_E| = |4.044 - 4.070| = 0.026\text{m}$$

$$e_Y^{ΟΡΟΦΟΥ} = |Y_G^{ΟΡΟΦΟΥ} + Y_E| = |1.925 - 1.925| = 0.000\text{m}$$

$$e_X^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = |X_G^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} + X_E| = |4.050 - 4.070| = 0.02\text{m}$$

$$e_Y^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = |Y_G^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} + Y_E| = |1.925 - 1.925| = 0.000\text{mm}$$

Άρα η (σχέση 1) γίνεται:

$$e^{ΟΡΟΦΟΥ} = \sqrt{0.026^2 + 0^2} = 0.026\text{m}$$

$$e^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = \sqrt{0.02^2 + 0^2} = 0.02\text{m}$$

Και οι δύο ανωτέρω τιμές είναι αποδεκτές καθώς από θεωρία ισχύει ότι $e \leq 0.50\text{m}$

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΣΤΑ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΑ ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

- K_1, K_3, K_4, K_6 υποστυλώματα τετραγωνικής μορφής και διαστάσεων 45/45
 $K_X = 42.56 \text{ MN/m}$
 $K_Y = 42.56 \text{ MN/m}$
- K_2, K_5 υποστυλώματα ορθογωνικής μορφής και διαστάσεων 50/60
 $K_X = 112.00 \text{ MN/m}$
 $K_Y = 77.78 \text{ MN/m}$
- Συνεπώς:
 $\Sigma K_{XΟΛ} = 4 * 42.56 + 2 * 112.00 = 394.24 \text{ MN/m}$
 $\Sigma K_{YΟΛ} = 4 * 42.56 + 2 * 77.78 = 325.80 \text{ MN/m}$
- K_1, K_3, K_4, K_6
 $V_{EX} = V_O * \frac{K_X}{\Sigma K_X} = 105.29 * \frac{42.56}{394.24} = 11.367 \text{ KN}$
 $V_{EY} = V_O * \frac{K_Y}{\Sigma K_Y} = 105.29 * \frac{42.56}{325.80} = 13.754 \text{ KN}$
- $K_2, K_5,$
 $V_{EX} = V_O * \frac{K_X}{\Sigma K_X} = 105.29 * \frac{112.00}{394.24} = 29.912 \text{ KN}$
 $V_{EY} = V_O * \frac{K_Y}{\Sigma K_Y} = 105.29 * \frac{77.78}{325.80} = 25.136 \text{ KN}$

ΔΥΝΑΜΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ

- K_1, K_3, K_4, K_6

$$V_X^E = V_{EX} + 0.30 * V_{EY} = 11.367 + 0.30 * 13.754 = 15.493 \text{ KN}$$

$$V_Y^E = V_{EY} + 0.30 * V_{EX} = 13.754 + 0.30 * 11.367 = 17.164 \text{ KN}$$

- K_2, K_5

$$V_X^E = V_{EX} + 0.30 * V_{EY} = 29.912 + 0.30 * 25.136 = 37.453 \text{ KN}$$

$$V_Y^E = V_{EY} + 0.30 * V_{EX} = 25.136 + 0.30 * 29.912 = 34.110 \text{ KN}$$

ΑΝΑΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΟΠΟΥ ΕΧΩ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

[1] Κατά τη διεύθυνση y η εκκεντρότητα είναι μηδέν ($e_y = 0.00$) επομένως δεν χρειάζεται διόρθωση.

Η εκκεντρότητα όμως κατά τη διεύθυνση x είναι ($e_x = 0.02$) επομένως πρέπει να γίνει διόρθωση τέμνουσας. Συνεπώς έχουμε:

$$e_X^{TEA} = e_x \pm e_y = 0.02 \pm [0.05 * (3.85 + 4.235)] = 0.02 \pm 0.05 * 8.085 = \begin{cases} 0.424 \text{ m} \\ 0.384 \text{ m} \end{cases}$$

Επιλέγουμε τη τιμή της εκκεντρότητας που είναι μεγαλύτερη κατά απόλυτη τιμή δηλαδή $e_X^{TEA} = 0.424 \text{ m}$.

[2]

ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ (I_x ΚΑΙ I_y)								
A/A	K_{Xi}/E	K_{Yi}/E	X_i	y_i	X_i^2	Y_i^2	$K_{Xi}/E * X_i^2$	$K_{Yi}/E * Y_i^2$
K₁	42.56	42.56	0.225	3.625	0.05	13.14	559.24	2.128
K₂	112.00	77.78	4.10	3.55	16.81	12.60	1411.20	1307.48
K₃	42.56	42.56	7.86	3.625	61.78	13.14	559.24	2629.36
K₄	42.56	42.56	0.225	0.225	0.05	0.05	2.128	2.128
K₅	112.00	77.78	4.10	0.30	16.81	0.09	10.08	1307.48
K₆	42.56	42.56	7.86	0.225	61.78	0.05	2.128	2629.36
ΣΥΝΟΛΟ	394.24	325.80					2544.02	7877.94

☞ Όπου $E =$ μέτρο ελαστικότητας μπορούμε να το συνυπολογίσουμε στον ανωτέρω πίνακα μπορεί όμως και όχι όπως στη δικιά μας περίπτωση.

$$I_x = \Sigma(K_x y_i^2) - (\Sigma K_x) * y_E^2 = 2544.02 - (394.24) * 1.925^2 = 1083.11 \text{ m}^4$$

$$I_y = \Sigma(K_y x_i^2) - (\Sigma K_y) * x_E^2 = 7877.94 - (325.80) * 4.070^2 = 2481.10 \text{ m}^4$$

$$I_x + I_y = 1083.11 + 2481.10 = 3564.21 \text{ m}^4$$

Το κέντρο ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ) της τυχηματικής εκκεντρότητας έχει μετατοπιστεί κατά τη διεύθυνση x προς τα δεξιά επομένως έχει απομακρυνθεί η δύναμη V_{Oy} (τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση y) από τη κολώνα K_1 και K_4 . Άρα για τη διόρθωση της τέμνουσας για τις κολώνες K_2, K_3, K_5, K_6 δίνεται από ένα συντελεστή με τύπο:

$$\alpha_{xi} = 1 + \frac{\Sigma(Kxi * ex * xi)}{Ix + Iy} \quad \text{όπου } e_x = \text{συνολική εκκεντρότητα μαζί με τη τυχηματική εκκεντρότητα δηλαδή}$$

$$e_x^{TEA} = 0.424 \text{ m}$$

Συνοπώς έχουμε:

A/A		K_{xi}/E	e_x	$ y_i - y_E $	$I_x + I_y$	$\alpha_{xi} = \frac{\Sigma(Kxi * ex * xi)}{1 + \frac{\Sigma(Kxi * ex * xi)}{Ix + Iy}}$	$V_{yi} = \frac{V_{Oy} * K_y}{\Sigma K_y}$	$V_{yi} * \alpha_{xi}$
K_1	+	42.56	0.424	(3.625-1.925) 1.700	3564.21	1.009	13.754	13.878
K_2	+	112.00	0.424	(3.55-1.925) 1.625	3564.21	1.022	25.136	25.689
K_3	-	42.56	0.424	(3.625-1.925) 1.700	3564.21	0.991	13.754	13.630
K_4	+	42.56	0.424	(0.225-1.925) 1.700	3564.21	1.009	13.754	13.878
K_5	+	112.00	0.424	(0.300-1.925) 1.625	3564.21	1.022	25.136	25.689
K_6	-	42.56	0.424	(0.225-1.925) 1.700	3564.21	0.991	13.754	13.630
ΣΥΝ ΟΛΟ		394.24		10.05				

☞ Όπου E = μέτρο ελαστικότητας μπορούμε να το συνυπολογίσουμε στον ανωτέρω πίνακα μπορεί όμως και όχι όπως στη δικιά μας περίπτωση.

ΕΥΡΕΣΗ ΡΟΠΩΝ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ

Η ροπή που παίρνει η εκάστοτε κολώνα εξαιτίας του σεισμού είναι:

- K_1, K_3, K_4, K_6

$$(x-x) \quad M_E^O = M_E^U = V_X^E * \frac{H}{2} = 11.367 * \frac{3}{2} = 17.051 \text{ KNm}$$

$$(y-y) \quad M_E^O = M_E^U = V_Y^E * \frac{H}{2} = 13.754 * \frac{3}{2} = 20.631 \text{ KNm}$$

- K_2, K_5

$$(x-x) \quad M_E^O = M_E^U = V_X^E * \frac{H}{2} = 29.912 * \frac{3}{2} = 44.868 \text{ KNm}$$

$$(y-y) \quad M_E^O = M_E^U = V_Y^E * \frac{H}{2} = 25.136 * \frac{3}{2} = 37.704 \text{ KNm}$$

ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΙ ΟΡΟΦΟΥ

➤ Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων K_1, K_2 ισογείου με προσθήκη σεισμικής ροπής (M_E)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K_1 ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = G + 0.3 * Q = G_{ΟΛΛΔΙ} + 0.30 * Q_{ΟΛΛΔΙ} = 19.66 + 0.30 * 1.92 = 20.24 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{Δ1}^2}{8} = \frac{20.24 * 3.875^2}{8} = 37.99 \text{ KNm (σχέση 2)}$$

$$M_i^R = \epsilon * M_{max} \text{ (σχέση 3)}$$

$$\text{Όπου } \epsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 4)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 5)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 6)}$$

Άρα η (σχέση 4) από (σχέση 5) και (σχέση 6) γίνεται:

$$\epsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.875}} = 0.70 \text{ (σχέση 7)}$$

Άρα η (σχέση 3) από (σχέση 7) και (σχέση 2) γίνεται:

$$M_i^R = 0.70 * 37.99 = 26.593 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}} = 26.593 * \frac{\frac{341718.75}{3}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}} = 26.593 * 0.54 = 14.36 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{14.36}{2} = 7.18 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με: } M_i^o \pm M^E = 14.36 \pm 17.051 = 31.411 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = G + 0.3 * Q = G_{O\Lambda\Delta 3} + 0.30 * Q_{O\Lambda\Delta 3} = 19.19 + 0.30 * 1.80 = 24.59 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{\Delta 3}^2}{8} = \frac{24.59 * 3.40^2}{8} = 35.53 \text{ KNm (σχέση 8)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 9)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 10)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 11)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 12)}$$

Άρα η (σχέση 10) από (σχέση 11) και (σχέση 12) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.40}} = 0.67 \text{ (σχέση 13)}$$

Άρα η (σχέση 9) από (σχέση 13) και (σχέση 8) γίνεται:

$$M_i^R = 0.67 * 35.53 = 23.805 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}} = 23.805 * \frac{\frac{341718.75}{3}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}} = 23.805 * 0.54 = 12.855 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{12.85}{2} = 6.427 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με: } M_i^o \pm M^E = 12.855 \pm 20.631 = 33.486 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = G + 0.3 * Q = G_{O\Lambda\Delta 4} + 0.30 * Q_{O\Lambda\Delta 4} = 19.64 + 0.30 * 3.60 = 20.72 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} * l_{\Delta 4}^2}{8} = \frac{20.72 * 3.35^2}{8} = 29.06 \text{ KNm (σχέση 14)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{\max} \text{ (σχέση 15)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o + I_c^u}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_L}{I_L}}{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_c^u}{I_c^o + I_c^u}} \text{ (σχέση 16)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 17)}$$

$$I_c^o = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 50^3}{12} = 625000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 18)}$$

$$I_c^u = \frac{h * b^3}{12} = \frac{50 * 60^3}{12} = 900000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 19)}$$

Άρα η (σχέση 16) από (σχέση 17) και (σχέση 18) και (σχέση 19) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{625000 + 900000}{3} + \frac{346614.60}{3.5}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5} + \frac{346614.60}{3.35}} = 0.82 \text{ (σχέση 20)}$$

Άρα η (σχέση 15) από (σχέση 20) και (σχέση 14) γίνεται:

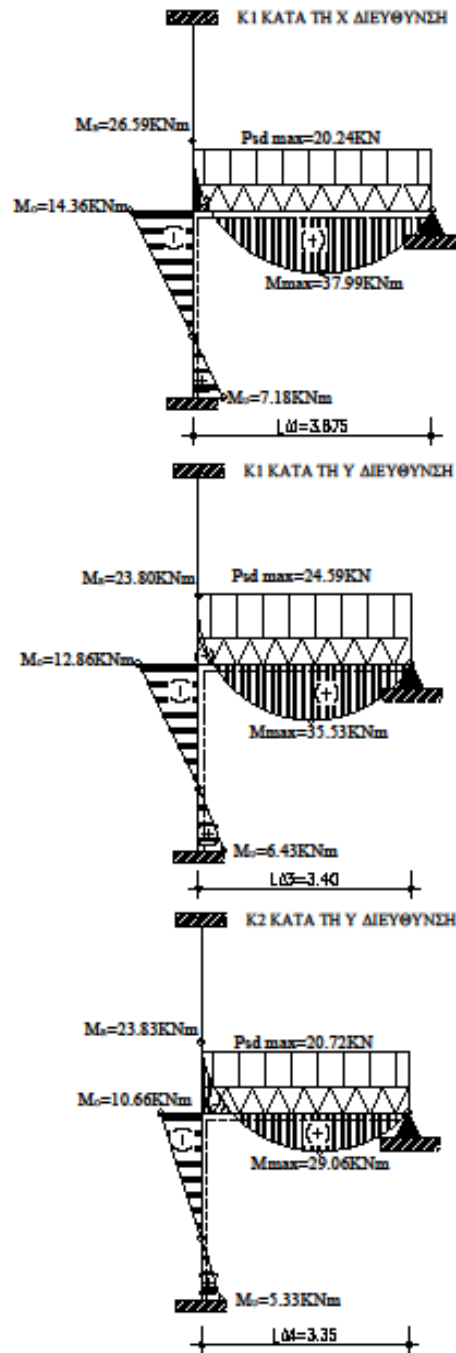
$$M_i^R = 0.82 * 29.06 = 23.829 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u}}{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_c^u}{I_c^o + I_c^u}} = 23.829 * \frac{\frac{625000}{3}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}} = 23.829 * 0.45 = 10.655 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{10.665}{2} = 5.333 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με: } M_i^o \pm M^E = 10.665 \pm 37.704 = 48.369 \text{ KNm}$$

ΜΟΝΤΕΛΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ
Α' ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ



➤ **Β' ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ**

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων K₁, K₂ ισογείου χωρίς προσθήκη σεισμικής ροπής (M_F)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = 1.35G + 1.50*Q = 1.35G_{O\Lambda\Delta I} + 1.50*Q_{O\Lambda\Delta I} = 1.35*19.66 + 1.50*1.92 = 29.421 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{\Delta 1}^2}{8} = \frac{29.421 * 3.875^2}{8} = 55.222 \text{ KNm (σχέση 2)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 3)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u}}{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 4)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 5)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 6)}$$

Άρα η (σχέση 4) από (σχέση 5) και (σχέση 6) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.875}} = 0.70 \text{ (σχέση 7)}$$

Άρα η (σχέση 3) από (σχέση 7) και (σχέση 2) γίνεται:

$$M_i^R = 0.70 * 55.222 = 38.655 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u}}{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} = 38.655 * \frac{\frac{341718.75}{3}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}} = 38.655 * 0.54 = 20.874 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{20.874}{2} = 10.437 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = 1.35G + 1.50*Q = 1.35G_{\text{ΟΛΛΔ3}} + 1.50*Q_{\text{ΟΛΛΔ3}} = 1.35*19.19 + 1.50*1.80 = 28.607 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} * l_{\Delta 3}^2}{8} = \frac{20.607 * 3.40^2}{8} = 29.777 \text{ KNm (σχέση 8)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{\max} \text{ (σχέση 9)}$$

$$\text{Οπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o + I_c^u}{I_c^o + I_c^u}}{\frac{I_c^o + I_c^u}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 10)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 11)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 12)}$$

Άρα η (σχέση 10) από (σχέση 11) και (σχέση 12) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.40}} = 0.67 \text{ (σχέση 13)}$$

Άρα η (σχέση 9) από (σχέση 13) και (σχέση 8) γίνεται:

$$M_i^R = 0.67 * 29.777 = 19.951 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u}}{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_c^u}{I_c^o + I_c^u}} = 19.951 * \frac{\frac{341718.75}{3}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}} = 19.951 * 0.54 = 10.774 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{10.774}{2} = 5.387 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = 1.35G + 1.50*Q = G_{O\Lambda\Delta 4} + 0.30*Q_{O\Lambda\Delta 4} = 1.35*19.64 + 1.50*3.60 = 31.914 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} * l_{A4}^2}{8} = \frac{31.914 * 3.35^2}{8} = 44.769 \text{ KNm (σχέση 14)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{\max} \text{ (σχέση 15)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 16)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 17)}$$

$$I_c^o = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 50^3}{12} = 625000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 18)}$$

$$I_c^u = \frac{h * b^3}{12} = \frac{50 * 60^3}{12} = 900000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 19)}$$

Άρα η (σχέση 16) από (σχέση 17) και (σχέση 18) και (σχέση 19) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5} + \frac{346614.60}{3.35}} = 0.82 \text{ (σχέση 20)}$$

Άρα η (σχέση 15) από (σχέση 20) και (σχέση 14) γίνεται:

$$M_i^R = 0.82 * 44.769 = 36.711 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}} = 36.711 * \frac{\frac{625000}{3}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}} = 36.711 * 0.45 = 16.520 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{16.520}{2} = 8.26 \text{ KNm}$$

Σημείωση: Η επίλυση μοντέλων προσομοίωσης των υποστυλωμάτων Κ₃, Κ₄, Κ₆ κατά τη x και y διεύθυνση τους γίνεται ακριβώς κατά τον ίδιο τρόπο όπως η επίλυση του υποστυλώματος Κ₁ καθώς τα υποστυλώματα αυτά έχουν τις ίδιες διαστάσεις. Ομοίως και το υποστυλώμα Κ₅ που ακολουθεί τον ίδιο τρόπο επίλυσης του υποστυλώματος Κ₂ για τον ίδιο λόγο.

Συμπαιρασματικά,

- ❖ Για κολώνες K₁,K₃,K₄,K₆ κατά τη x διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α΄ Περίπτωση ($M_l^o \pm M^E = 31.411 \text{ KNm}$) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β΄ Περίπτωση ($M_l^o = 20.874 \text{ KNm}$) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^x = 31.411 \text{ KNm}$.
- ❖ Για κολώνες K₁,K₃,K₄,K₆ κατά τη y διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α΄ Περίπτωση ($M_l^o \pm M^E = 33.486 \text{ KNm}$) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β΄ Περίπτωση ($M_l^o = 10.774 \text{ KNm}$) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^y = 33.486 \text{ KNm}$.
- ❖ Για κολώνες K₂,K₅, κατά τη y διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α΄ Περίπτωση ($M_l^o \pm M^E = 48.369 \text{ KNm}$) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β΄ Περίπτωση ($M_l^o = 16.520 \text{ KNm}$) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^y = 48.369 \text{ KNm}$.

➤ Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων K_1, K_2 ορόφου με προσθήκη σεισμικής ροπής (M_E)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K_1 ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = G + 0.3 * Q = G_{ΟΛΛΔ1} + 0.30 * Q_{ΟΛΛΔ1} = 8.86 + 0.30 * 1.97 = 9.451 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{Δ1}^2}{8} = \frac{9.451 * 3.875^2}{8} = 17.71 \text{ KNm (σχέση 21)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 22)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o + I_c^u}{l_c^o + l_c^u}}{\frac{I_c^o + I_c^u}{l_c^o + l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 23)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 24)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 25)}$$

Άρα η (σχέση 23) από (σχέση 24) και (σχέση 25) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.875}} = 0.70 \text{ (σχέση 26)}$$

Άρα η (σχέση 22) από (σχέση 26) και (σχέση 21) γίνεται:

$$M_i^R = 0.70 * 17.71 = 12.40 \text{ KNm}$$

$$M_i^R = M_i^o = 12.40 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{12.40}{2} = 6.20 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με : } M_i^o \pm M^E = 12.40 \pm 17.051 = 29.45 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = G + 0.3 \cdot Q = G_{\text{ΟΛΛΔ3}} + 0.30 \cdot Q_{\text{ΟΛΛΔ3}} = 8.39 + 0.30 \cdot 1.80 = 8.93 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot l_{\Delta 3}^2}{8} = \frac{8.93 \cdot 3.40^2}{8} = 12.90 \text{ KNm (σχέση 27)}$$

$$M_i^R = \varepsilon \cdot M_{\max} \text{ (σχέση 28)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 29)}$$

$$I_L = \frac{25 \cdot 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 30)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 31)}$$

Άρα η (σχέση 29) από (σχέση 30) και (σχέση 31) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.40}} = 0.67 \text{ (σχέση 32)}$$

Άρα η (σχέση 28) από (σχέση 27) και (σχέση 32) γίνεται:

$$M_i^R = 0.67 \cdot 8.93 = 5.98 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 5.98 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{5.98}{2} = 2.99 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με: } M_i^o \pm M^E = 5.98 \pm 20.631 = 26.61 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = G + 0.3 * Q = G_{ΟΛΛΔ4} + 0.30 * Q_{ΟΛΛΔ4} = 13.34 + 0.30 * 3.60 = 14.42 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{L4}^2}{8} = \frac{14.42 * 3.35^2}{8} = 20.23 \text{ KNm (σχέση 33)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 34)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 35)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 36)}$$

$$I_c^o = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 50^3}{12} = 625000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 37)}$$

$$I_c^u = \frac{h * b^3}{12} = \frac{50 * 60^3}{12} = 900000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 38)}$$

Άρα η (σχέση 35) από (σχέση 36) και (σχέση 37) και (σχέση 38) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5} + \frac{346614.60}{3.35}} = 0.82 \text{ (σχέση 39)}$$

Άρα η (σχέση 34) από (σχέση 39) και (σχέση 33) γίνεται:

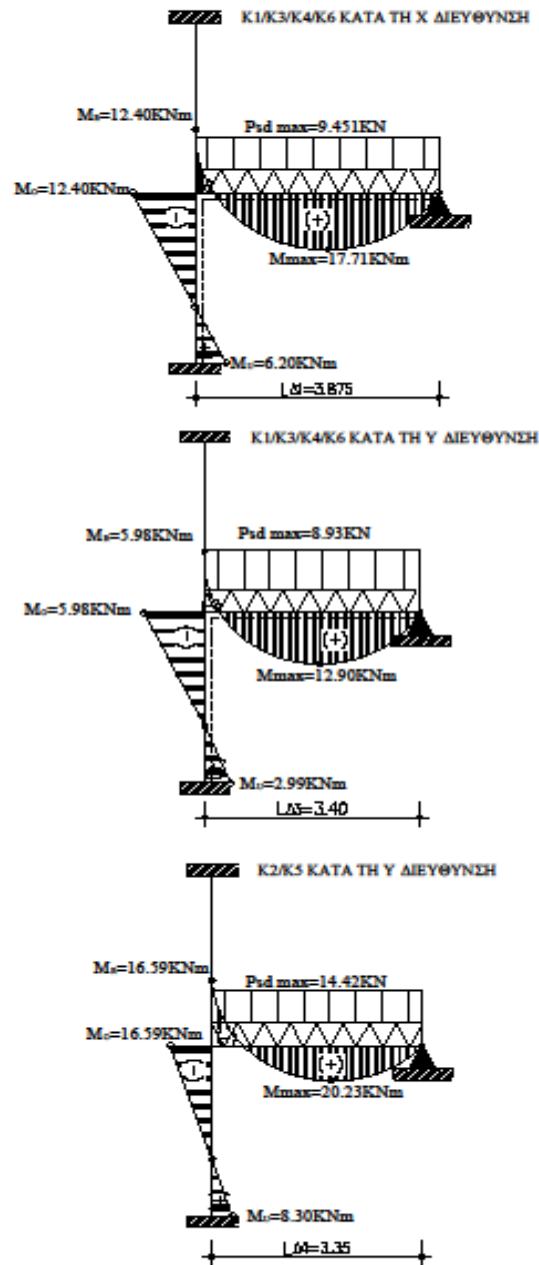
$$M_i^R = 0.82 * 20.23 = 16.59 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 16.59 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{16.59}{2} = 8.30 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με : } M_i^o \pm M^E = 16.59 \pm 37.704 = 54.29 \text{ KNm}$$

ΜΟΝΤΕΛΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΟΡΟΦΟΥ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ
Α' ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ



➤ **Β' ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ**

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων K₁, K₂ ισογείου χωρίς προσθήκη σεισμικής ροπής (M_E)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = 1.35G + 1.50*Q = 1.35G_{O\Lambda\Delta I} + 1.50*Q_{O\Lambda\Delta I} = 1.35*8.86 + 1.50*1.97 = 14.92 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{d1}^2}{8} = \frac{14.92 * 3.875^2}{8} = 28.004 \text{ KNm (σχέση 40)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 41)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o + I_c^u}{I_c^o + I_c^u}}{\frac{I_c^o + I_c^u}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 42)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 43)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 44)}$$

Άρα η (σχέση 42) από (σχέση 43) και (σχέση 44) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.875}} = 0.70 \text{ (σχέση 45)}$$

Άρα η (σχέση 41) από (σχέση 43) και (σχέση 44) γίνεται:

$$M_i^R = 0.70 * 28.004 = 19.60 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 19.60 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{19.60}{2} = 9.80 \text{ KNm}$$

Οπλίζω την κολώνα με : $M_i^o = M_i^R = 19.60 \text{ KNm}$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = 1.35G + 1.50*Q = 1.35G_{O\Lambda\Lambda 3} + 1.50*Q_{O\Lambda\Lambda 3} = 1.35*8.39 + 1.50*1.80 = 14.03 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{\Delta 3}^2}{8} = \frac{14.03 * 3.40^2}{8} = 20.27 \text{ KNm (σχέση 46)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 47)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o + I_c^u}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_L}{I_L}}{\frac{I_c^o + I_c^u}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_L}{I_L}} \text{ (σχέση 48)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 49)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 50)}$$

Άρα η (σχέση 48) από (σχέση 49) και (σχέση 50) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.40}} = 0.67 \text{ (σχέση 51)}$$

Άρα η (σχέση 47) από (σχέση 51) και (σχέση 46) γίνεται:

$$M_i^R = 0.67 * 20.27 = 13.59 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 13.59 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{13.59}{2} = 6.80 \text{ KNm}$$

Οπλίζω την κολώνα με : $M_i^o = M_i^R = 13.59 \text{ KNm}$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = 1.35G + 1.50*Q = G_{O\Lambda\Delta 4} + 0.30*Q_{O\Lambda\Delta 4} = 1.35*13.34 + 1.50*3.60 = 23.41 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{44}^2}{8} = \frac{23.41 * 3.35^2}{8} = 32.84 \text{ KNm (σχέση 51)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 52)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 53)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 54)}$$

$$I_c^o = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 50^3}{12} = 625000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 55)}$$

$$I_c^u = \frac{h * b^3}{12} = \frac{50 * 60^3}{12} = 900000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 56)}$$

Άρα η (σχέση 53) από (σχέση 54) και (σχέση 55) και (σχέση 56) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5} + \frac{346614.60}{3.35}} = 0.82 \text{ (σχέση 57)}$$

Άρα η (σχέση 52) από (σχέση 57) και (σχέση 51) γίνεται:

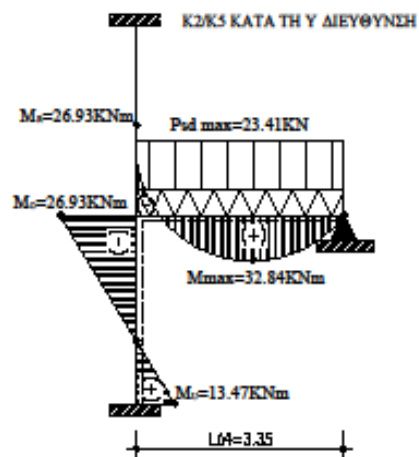
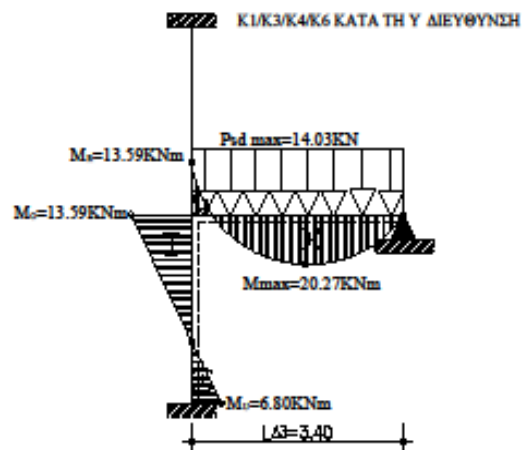
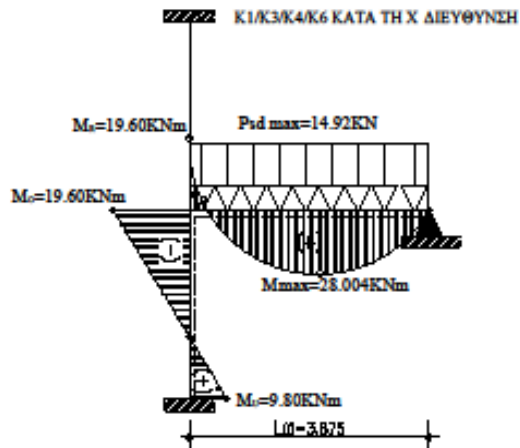
$$M_i^R = 0.82 * 32.84 = 26.93 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 26.93 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{26.93}{2} = 13.47 \text{ KNm}$$

Οπλίζω την κολώνα με : $M_i^o = M_i^R = 26.93 \text{ KNm}$

ΜΟΝΤΕΛΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΟΡΟΦΟΥ ΧΩΡΙΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΕΙΣ
Β' ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ



Σημείωση: Η επίλυση μοντέλων προσομοίωσης των υποστυλωμάτων K_3, K_4, K_6 κατά τη x και y διεύθυνση τους γίνεται ακριβώς κατά τον ίδιο τρόπο όπως η επίλυση του υποστυλώματος K_1 καθώς τα υποστυλώματα αυτά έχουν τις ίδιες διαστάσεις. Ομοίως και το υποστυλώμα K_5 που ακολουθεί τον ίδιο τρόπο επίλυσης του υποστυλώματος K_2 για τον ίδιο λόγο.

Συμπαιρασματικά,

- ❖ Για κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 κατά τη x διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α Περίπτωση ($M_l^o \pm M^E = 29.45$ KNm) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β Περίπτωση ($M_l^o = 19.60$ KNm) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^x = 29.45$ KNm.
- ❖ Για κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 κατά τη y διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α Περίπτωση ($M_l^o \pm M^E = 26.61$ KNm) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β Περίπτωση ($M_l^o = 13.59$ KNm) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^y = 26.61$ KNm.
- ❖ Για κολώνες K_2, K_5 , κατά τη y διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α Περίπτωση ($M_l^o \pm M^E = 54.29$ KNm) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β Περίπτωση ($M_l^o = 26.93$ KNm) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^y = 54.29$ KNm.

Η τέμνουσα για τα υποστυλώματα από το εκάστοτε μοντέλο προσομοίωσης κατά περίπτωση δίνετε από τον τύπο:

$$V = \frac{|M_i^O| + |M_i^u|}{l_c}, \quad \text{όπου } l_c = \text{ύψος κολώνας}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$V_1 = \frac{|14.36| + |7.18|}{3.00} = 7.18 \text{ KN}$$

Στην ανωτέρω τέμνουσα προσθέτουμε την V_{EX}. Άρα:

$$V_{K1X} = V_1 + V_{EX} = 7.18 + 15.493 = 22.673 \text{ KN}$$

Β ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$V_2 = \frac{|20.874| + |10.437|}{3.00} = 10.407 \text{ KN}$$

Καταληκτικά, η Vsd με την οποία θα οπλίσω την κολώνα K_{1X} είναι η μεγαλύτερη τέμνουσα από τις δύο. Δηλαδή, Vsd_x = 22.673 KN

Το αξονικό φορτίο δίνετε από τον τύπο :

$$N_{sdx} = 1.35 G_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} + 1.50 Q_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = 1.35 * 132.52 + 1.50 * 13.78 = 199.572 \text{ KN}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Y ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$V_1 = \frac{|10.655| + |5.333|}{3.00} = 5.333 \text{ KN}$$

Στην ανωτέρω τέμνουσα προσθέτουμε την V_{EY}. Άρα:

$$V_{K1Y} = V_1 + V_{EY} = 5.333 + 34.110 = 39.443 \text{ KN}$$

Β ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$V_2 = \frac{|16.520| + |8.26|}{3.00} = 8.26 \text{ KN}$$

Καταληκτικά, η Vsd με την οποία θα οπλίσω την κολώνα K_{1y} είναι η μεγαλύτερη τέμνουσα από τις δύο. Δηλαδή, Vsd_y = 39.443 KN

Το αξονικό φορτίο δίνετε από τον τύπο :

$$N_{sdy} = 1.35 G_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} + 1.50 Q_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = 1.35 * 208.56 + 1.50 * 26.92 = 321.936 \text{ KN}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$V_1 = \frac{|12.855| + |6.427|}{3.00} = 6.427 \text{ KN}$$

Στην ανωτέρω τέμνουσα προσθέτουμε την V_{EY} . Άρα:

$$V_{K1Y} = V_1 + V_{EY} = 6.427 + 17.164 = 23.591 \text{ KN}$$

Β ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$V_2 = \frac{|10.774| + |5.387|}{3.00} = 5.387 \text{ KN}$$

Καταληκτικά, η V_{sd} με την οποία θα οπλίσω την κολώνα K_{1y} είναι η μεγαλύτερη τέμνουσα από τις δύο. Δηλαδή, $V_{sdy} = 22.673 \text{ KN}$

Το αξονικό φορτίο δίνετε από τον τύπο :

$$N_{sdy} = 1.35 G_{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} + 1.50 Q_{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} = 1.35 * 132.52 + 1.50 * 13.78 = 199.572 \text{ KN}$$

Σημείωση: Η επίλυση για την εύρεση τεμνουσών και αξονικών των υποστυλωμάτων K_3, K_4, K_6 κατά τη x και y διεύθυνση τους γίνεται ακριβώς κατά τον ίδιο τρόπο όπως η επίλυση του υποστυλώματος K_1 καθώς τα υποστυλώματα αυτά έχουν τις ίδιες διαστάσεις. Ομοίως και το υποστυλώμα K_5 που ακολουθεί τον ίδιο τρόπο επίλυσης του υποστυλώματος K_2 για τον ίδιο λόγο.

Συγκεντρωτικά τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού.

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ	K_1, K_3, K_4, K_6	K_2, K_5
M_{sdx}	31.411 KNm	-
M_{sdy}	33.486 KNm	48.369 KNm
V_{sdx}	22.673 KN	-
V_{sdy}	23.591 KN	39.443 KN
N_{sdx}	199.572 KN	-
N_{sdy}	199.572 KN	321.936 KN

ΕΠΙΛΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΟΝ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ (Ε.Α.Κ)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ K₁,K₃,K₄,K₆

1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

- $b=h=45\text{cm}>25\text{cm}$ (από κανονισμό)
- $N_{sd}=199.572\text{ KN}=\frac{199.572}{1000}=0.199575\text{ MN}$
- $V_d=\frac{N_{sd}}{b*h*f_{cd}}=\frac{0.199575}{0.45*0.45*\frac{20}{1.5}}=0.074\text{KN}<0.65\text{KN}$

Επειδή ισχύει $0.074\text{KN}<0.65\text{KN}$ δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή διατομής.

2. Έλεγχος λυγισμού

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{a*l}{\frac{h}{\sqrt{12}}}$$

όπου

$$l = 1.00 * \text{ύψος υποστυλώματος} = 1.00 * 3.00 = 3.00\text{m} \text{ ή } 3.00 * 100 = 300\text{cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{b*h^3}{12}}{b*h}} = \sqrt{\frac{\frac{45*45^3}{12}}{45*45}} = \sqrt{\frac{45^4}{45^2}} = 13.00$$

$$\text{Άρα } \lambda = \frac{300}{13.00} = 23.077 < 200 \text{ Ισχύει!!!}$$

Για να μη γίνει αλλαγή της διατομής του και περαιτέρω υπολογισμός έναντι λυγρότητας θα πρέπει:

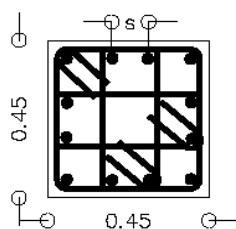
$$\lambda < \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \\ \frac{15}{\sqrt{V_d}} = \frac{15}{\sqrt{0.074}} = 55.141 > \lambda = 23.077 \end{array} \right\}$$

Άρα τα υποστυλώματα K₁,K₃,K₄,K₆ δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχο έναντι λυγρότητας καθώς $\lambda < \lambda_{\max}$.

Παρατήρηση: Ο έλεγχος λυγισμού πρέπει να γίνει για κάθε πλευρά(διεύθυνση) του υποστυλώματος ,αλλά, επειδή τα υποστυλώματα K₁,K₃,K₄,K₆ είναι τετράγωνα $b=h=45\text{cm}$ δεν χρειάζεται.

3. Κατασκευαστικές διατάξεις για διαμήκη οπλισμό

Υποστυλώματα Κ1/Κ3/Κ4/Κ6 διαστάσεων 45/45



Οπλισμός ανά πλευρά: 4Φ16
Συνολικός οπλισμός: 12Φ16

Ανά πλευρά πρέπει να υπάρχουν:

$$A_{smin} = 4.00\% * b * d = 4.00\% * b * (h - c) = 0.004 * 45 * (45 - 2) = 0.004 * 45 * 43 = 7.74 \text{ cm}^2$$

Παρατήρηση: Όταν τα υποστυλώματα δεν είναι τετράγωνα για τον έλεγχο αυτό είναι προτιμότερο να παίρνουμε b τη μεγάλη πλευρά.

$$\text{Άρα τοποθετώ ανά πλευρά} \Rightarrow 4\Phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Άρα σύνολο} \Rightarrow 12\Phi 16 = 24.12 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{45 - n * \varphi - 2 * c}{n - 1} = \frac{45 - 4 * 1.6 - 2 * 2.00}{4 - 1} = \frac{34.60}{3} = 11.53 \text{ cm}$$

Άρα η απόσταση μεταξύ δύο σιδήρων πρέπει να είναι $2 < s < 20$

Σύνολο:

$$1\% * b * h \leq \Sigma \text{ΥΝΟΛΟΥ} \leq 4\% * b * h$$

$$0.01 * 45 * 45 \leq 24.12 \leq 0.04 * 45 * 45$$

$$20.25 \text{ cm}^2 \leq 24.12 \text{ cm}^2 \leq 81 \text{ cm}^2$$

Άρα τα υποστυλώματα Κ₁, Κ₃, Κ₄, Κ₆ θα έχουν συνολικό οπλισμό 12Φ16 το κάθε ένα σύμφωνα με τη διάταξη του σχήματος.

4. Έλεγχος σε κάμψη

- Κατά τη (x-x) διεύθυνση

$$Msd_x = 31.411 \text{ KNm} \rightarrow \frac{31.411}{1000} = 0.031 \text{ MNm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{20}{1.5} = 13.33$$

$$\mu d_x = \frac{Msd_x}{f_{cd} * b * h^2} = \frac{0.031}{13.33 * 0.45 * 0.45^2} = 0.04$$

Από διάγραμμα διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη (πίνακας 30) έχουμε:

$$\omega_{tot} = 0.1$$

$$A_{S_{tot}} = \omega_{tot} * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1 * 45 * 45 * \frac{\frac{20}{1.5}}{\frac{500}{1.15}} = 6.21 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{6.21}{2} = 3.11 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον έλεγχο σε κάμψη κατά τη x-x διεύθυνση στο πάνω μέρος και στο κάτω μέρος του υποστυλώματος για την κάτοψη απαιτείται οπλισμός 3.11 cm^2 . Από κατασκευαστικές διατάξεις έχουμε τοποθετήσει οπλισμό $4\text{Ø}16=8.04 \text{ cm}^2$ [Βήμα 3]. Επομένως δεν πρέπει να μεγαλώσουμε τον οπλισμό.

- Κατά τη (y-y) διεύθυνση

$$Msd_y = 33.486 \text{ KNm} \rightarrow \frac{33.486}{1000} = 0.033 \text{ MNm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{20}{1.5} = 13.33$$

$$\mu d_x = \frac{Msd_x}{f_{cd} * b * h^2} = \frac{0.033}{13.33 * 0.45 * 0.45^2} = 0.03$$

Από διάγραμμα διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη (πίνακας 30) έχουμε:

$$\omega_{tot} = 0.05$$

$$A_{S_{tot}} = \omega_{tot} * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.05 * 45 * 45 * \frac{\frac{20}{1.5}}{\frac{500}{1.15}} = 3.11 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{3.11}{2} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον έλεγχο σε κάμψη κατά τη y-y διεύθυνση στο δεξιό μέρος και στο αριστερό μέρος του υποστυλώματος για την κάτοψη απαιτείται οπλισμός $1,60 \text{ cm}^2$. Από κατασκευαστικές διατάξεις έχουμε τοποθετήσει οπλισμό $4\text{Ø}16=8.04 \text{ cm}^2$ [Βήμα 3]. Επομένως δεν πρέπει να μεγαλώσουμε τον οπλισμό.

5. Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες

$$\text{Κρίσιμο μήκος} = \max \left\{ \begin{array}{l} H/5 = 300/5 = 60 \text{ cm} \\ h_{\max} = 45 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} = 60 \text{ cm}$$

a) Συνδετήρες εντός Ικρίσιμου μήκους Φ8/maxs

$$\text{maxs}=\min \left\{ \begin{array}{l} 8\Phi < \text{min}=8*1.8=14.40\text{cm} \\ 1/2*\text{μικρή πλευρά υποστυλώματος}=1/2*45=22.50\text{cm} \\ 10\text{cm} \\ 10\text{cm} \end{array} \right\}$$

Άρα εντός Ικρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ8/10

b) Συνδετήρες εκτός Ικρίσιμου μήκους Φ8/maxs

$$\text{maxs}=\min \left\{ \begin{array}{l} 12\Phi < \text{min}=12*1.8=21.50\text{cm} \\ \text{μικρή πλευρά υποστυλώματος} h=45\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{array} \right\} 20\text{cm}$$

Άρα εκτός Ικρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ8/20

***ΠΡΟΣΟΧΗ!!!!** Στους συνδετήρες θέλουμε πάντα τη μικρότερη τιμή και αν έχουμε δεκαδική τιμή πάντα στρογγυλοποιούμε προς τα κάτω και σε ακέραιο αριθμό για λόγους κατασκευαστικούς .

6. Έλεγχος περίσφιγξης (μόνο εντός Ικρίσιμου μήκους)

Για εντός Ικρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ8/10.

$$W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} \geq W_{wd}^{\text{απαιτείται}}$$

$$W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} = \frac{\text{ΟΓΚΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ}}{\text{ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΥΡΗΝΑ}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{196.66}{16810} * \frac{\frac{500}{1.15}}{\frac{20}{1.50}} =$$

$$= 0.33$$

Όπου:

➤ ΟΓΚΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ= $A_s * \text{περίμετρο} = 0.5 * 393.32 = 196.66$

- $A_s = 0.5 \text{ cm}^2$ (από πίνακα \Rightarrow γιατί έχουμε σίδερα Φ8)
- $\text{Περίμετρο} = 4*41 + 2*41 + 2*16.33 + 2*16.33 + 2*41 = 393.32$
- $S = \frac{50 - 2*c - n*\phi}{n-1} = \frac{50 - 2*2 - 4*1.6}{4-1} = \frac{34.60}{3} = 11.53\text{cm}$

ΑΠΟ ΕΛΕΓΧΟ ΣΕ ΚΑΜΨΗ 4Φ16

$$\underline{\text{Άρα}} 11.53 + 2*1.6 + 2*0.8 = 16.33$$

➤ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΥΡΗΝΑ = $(h-2*c)*(b-2*c)*S = (45-2*2)^2 * 10 = 16.810 \text{ cm}^2$

↓
Φ8/10

Εν συνεχεία έχουμε:

$$a * W_{wd}^{απαιτείται} = 0.85 * V_d * (0.35 * \frac{A_c}{A_o}) - 0.035$$

Όπου:

- $a=0.44$
- $A_c=b*h=45*45=45^2$
- $A_o==(h-2*c)*(b-2*c)=(45-2*2)*(45-2*2)=41^2$
- $V_d=0.074$ KN από γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Άρα:

$$0.44 * W_{wd}^{απαιτείται} = 0.85 * 0.074 * (0.35 * \frac{45^2}{41^2}) \Leftrightarrow$$

$$0.44 * W_{wd}^{απαιτείται} = - 0.012 \Leftrightarrow$$

$$W_{wd}^{απαιτείται} = \frac{-0.012}{0.44} = - 0.027$$

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφυξης που έχουμε είναι $W_{wd}^{έχω} = 0.33$.

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφυξης που απαιτείται είναι $W_{wd}^{απαιτείται} = -0.027$ η οποία είναι μία πολύ μικρή τιμή και έτσι εμείς παίρνουμε το όριο $W_{wd}^{απαιτείται} = 0.1$. Επομένως, οι συνδεδηρές Φ8/10 που έχουμε υπολογίσει από τις Κατασκευαστικές Διατάξεις (Κ.Δ) εντός Ικρίσιμου μήκους επαρκούν για τον έλεγχο περίσφυξης άρα δεν τους αλλάζουμε καθώς ισχύει η ανώτερο σχέση $W_{wd}^{έχω} \geq W_{wd}^{απαιτείται} \Leftrightarrow 0.33 \geq 0.1$.

7. Έλεγχος σε διάτμηση (μόνο εντός Ικρίσιμου μήκους)

a) Πρέπει $V_{Rd2} \geq V_{sd}$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b * 0.9 * d$$

Όπου :

$$v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.7 - \frac{20}{200} = 0.6$$

Άρα:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} * 0.6 * \frac{20}{1.5} * 0.45 * 0.9 * (0.45 - 0.02) \Leftrightarrow$$

$$V_{Rd2} = 0.70 \text{ MN} \rightarrow 0.70 * 1000 = 700 \text{ KN}$$

$$\text{Συνεπώς ισχύει } V_{Rd2} \geq V_{sd} \Leftrightarrow 700 \text{ KN} \geq 22.673 \text{ KN}$$

b) Πρέπει $V_{Rd3} \geq V_{sd}$

$$V_{Rd3} = 0.3 V_{Rd1} + V_{wd}$$

Όπου :

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * p_1) + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$
- $k = 1.6 - d = 1.6 - (0.45 - 0.02) = 1.17$
- $p_1 = \frac{A_s}{b * h} = \frac{24.12}{45 * 45} = 0.012$ / $A_s : 12\emptyset 16 = 24.12 \text{ cm}^2$
- $N_{sd} = 199.572 \text{ KN} \rightarrow \frac{199.572}{1000} = 0.20 \text{ MN}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{0.45 * 0.45} = 0.99$
- $b_w = 0.45$
- $d = 0.45 - 0.02 = 0.43$
-

Άρα:

$$V_{Rd1} = [0.26 * 1.17 * (1.2 + 40 * 0.012) + 0.15 * 0.99] * 0.45 * 0.43 \Leftrightarrow$$

$$V_{Rd1} = 0.13 \text{ ή } 130 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{S} * 0.9 * d * f_{yd} \Leftrightarrow$$

$$V_{wd} = \frac{2 * 0.5}{10} * 0.9 * 43 * \frac{50}{1.15} \Leftrightarrow$$

$$V_{wd} = 168.26 \text{ KN}$$

$$\text{Συνεπώς } V_{Rd3} = 0.3 * 130 + 168.26 \Leftrightarrow V_{Rd3} = 207.26 \text{ KN}$$

Επομένως ισχύει $V_{Rd3} \geq V_{sd} \Leftrightarrow 207.26 \text{ KN} \geq 22.673 \text{ KN}$ άρα οι συνδετήρες $\Phi 8/10$ μας αρκούν και για τον έλεγχο σε διάτμηση και τοποθετούνται σε όλο το Ικρίσιμου μήκους του υποστυλώματος.

8. Αγκυρώσεις Υποστηλωμάτων K_1, K_3, K_4, K_6 45/45

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{2.3} = 756\text{mm}$$

Σημείωση: Για υποστηλώματα έχουμε πάντα περιοχή συνάφειας I δηλαδή από πίνακα δεδομένο από θεωρία (για περιοχή συνάφειας I $f_{bd} = 2.3$)

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 756 = 756\text{mm}$ ($\alpha=1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

Έλεγχος εάν: $l_{bnet} > h_{δοκού} - 5 * \varphi - c = 550 - 5 * 16 - 20 = 450\text{mm} \Rightarrow 756\text{mm} > 450\text{mm}$

επομένως η αγκύρωση χωρίζεται σε δύο τμήματα α_1, α_2 ενώ το σίδηρο κάμπτεται σε καμπύλη αγκύρωσης

($D=5 * \varphi \Leftrightarrow \varphi < 20\text{mm}$ εμείς βρήκαμε $\varphi=16\text{mm}$)

$$\alpha_1 = h_{δοκού} - 5\varphi - c = 550 - 5 * 16 - 20 = 450\text{mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 756 - 450 = 306\text{mm}$$

$$\alpha_1' = \alpha_1 - 20 - \varphi = 450 - 20 - 16 = 414\text{mm}$$

$$\alpha_2' = l_{bnet} - \alpha_1' = 756 - 414 = 342\text{mm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ K₂,K₅

1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

- $b=50\text{cm}>25\text{cm}$ και $h=60\text{cm}>25$ (από κανονισμό)
- $N_{sd_y}=321.936 \text{ KN} = \frac{321.936}{1000} = 0.321936 \text{ MN}$
- $V_d = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{0.321936}{0.50 \cdot 0.60 \cdot \frac{20}{1.5}} = 0.080 \text{ KN} < 0.65 \text{ KN}$

Επειδή ισχύει $0.080 \text{ KN} < 0.65 \text{ KN}$ δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή διατομής.

2. Έλεγχος λυγισμού

Παρατήρηση: Ο έλεγχος λυγισμού πρέπει να γίνει για κάθε πλευρά(διεύθυνση) του υποστυλώματος .

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{a \cdot l}{\frac{h}{\sqrt{12}}}$$

x διεύθυνση υποστυλώματος

όπου

$$l = 1.00 \cdot \text{ύψος υποστυλώματος} = 1.00 \cdot 3.00 = 3.00 \text{m ή } 3.00 \cdot 100 = 300 \text{cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{50 \cdot 60^3}{12 \cdot 50 \cdot 60}} = 17.32$$

$$\text{Άρα } \lambda = \frac{300}{17.32} = 17.32 < 200 \text{ Ισχύει!!!}$$

Για να μη γίνει αλλαγή της διατομής του και περαιτέρω υπολογισμός έναντι λυγυρότητας θα πρέπει:

$$\lambda < \max \left\{ \frac{25}{\sqrt{V_d}} = \frac{15}{\sqrt{0.080}} = 53.03 > \lambda = 17.32 \right\}$$

Άρα τα υποστυλώματα K₂,K₅ δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχο έναντι λυγυρότητας καθώς $\lambda < \lambda_{\max}$.

y διεύθυνση υποστυλώματος

$$l = 1.00 \cdot \text{ύψος υποστυλώματος} = 1.00 \cdot 3.00 = 3.00 \text{m ή } 3.00 \cdot 100 = 300 \text{cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{60 \cdot 50^3}{12 \cdot 60 \cdot 50}} = 14.43$$

$$\text{Άρα } \lambda = \frac{300}{14.43} = 20.79 < 200 \text{ Ισχύει!!!}$$

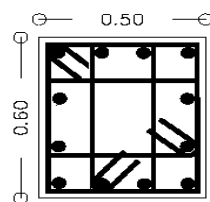
Για να μη γίνει αλλαγή της διατομής του και περαιτέρω υπολογισμός έναντι λυγυρότητας θα πρέπει:

$$\lambda < \max \left\{ \frac{15}{\sqrt{Vd}} = \frac{15}{\sqrt{0.080}} = 53.03 > \lambda = 14.73 \right\}$$

Άρα τα υποστυλώματα K₂, K₅ δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχο έναντι λυγυρότητας καθώς $\lambda < \lambda_{\max}$.

3. Κατασκευαστικές διατάξεις για διαμήκη οπλισμό

Υποστυλώματα K₂/K₅ διαστάσεων 50/60



Οπλισμός ανά πλευρά: 4Φ20
Συνολικός οπλισμός: 12Φ20

Παρατήρηση: Όταν τα υποστυλώματα δεν είναι τετράγωνα όπως το K₂, K₅ που εξετάζουμε για τον έλεγχο αυτό είναι προτιμότερο να παίρνουμε b τη μεγάλη πλευρά

Ανά πλευρά πρέπει να υπάρχουν:

$$A_{smin}=4.00\%*b*d=4.00\%*b*(h-c)=0.004*60*(50-2)=0.004*60*48=11.52\text{cm}^2$$

$$\text{Αρα τοποθετώ ανά πλευρά} \Rightarrow 4\emptyset 20=12.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Αρα σύνολο} \Rightarrow 12\emptyset 20=37.68 \text{ cm}^2$$

$$S=\frac{60-n*\varphi-2*c}{n-1}=\frac{60-4*2-2*2.00}{4-1}=\frac{48}{3}=16\text{cm}$$

Αρα η απόσταση μεταξύ δύο σιδηρών πρέπει να είναι $2 < 5 < 20$

Σύνολο:

$$1\%*b*h \leq \Sigma \text{ΥΝΟΛΟΥ} \leq 4\%*b*h$$

$$0.01*60*50 \leq \Sigma \text{ΥΝΟΛΟΥ} \leq 0.04*60*50$$

$$30.00\text{cm}^2 \leq 37.68 \text{ cm}^2 \leq 120 \text{ cm}^2$$

Αρα τα υποστυλώματα K_2, K_5 , θα έχουν συνολικό οπλισμό $12\emptyset 20$ το κάθε ένα σύμφωνα με τη διάταξη του σχήματος.

4. Έλεγχος σε κάμψη

- Κατά τη (y-y) διεύθυνση

$$M_{sdy}=48.369 \text{ KNm} \rightarrow \frac{48.369}{1000} = 0.050 \text{ MNm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{20}{1.5} = 13.33$$

$$\mu_{dx} = \frac{M_{sdx}}{f_{cd}*b*h^2} = \frac{0.050}{13.33*0.60*0.50^2} = 0.02$$

Από διάγραμμα διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη (πίνακας 30)

έχουμε:

$$\omega_{tot} = 0.05$$

$$A_{S_{tot}} = \omega_{tot} * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.05 * 60 * 50 * \frac{\frac{20}{1.5}}{\frac{500}{1.15}} = 4.60 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{4.60}{2} =$$

$$2.30 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον έλεγχο σε κάμψη κατά τη y-y διεύθυνση στο δεξιό μέρος και στο αριστερό μέρος του υποστυλώματος για την κάτοψη απαιτείται οπλισμός 2.30 cm^2 . Από κατασκευαστικές διατάξεις έχουμε τοποθετήσει οπλισμό $4\emptyset 20=12.56 \text{ cm}^2$ [Βήμα 3]. Επομένως δεν πρέπει να μεγαλώσουμε τον οπλισμό.

5.Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες

$$\text{Iκρίσιμο μήκος} = \max = \left\{ \begin{array}{l} H/5 = 300/5 = 60\text{cm} \\ h_{\max} = 60\text{cm} \\ 60\text{cm} \end{array} \right\} 60\text{cm}$$

a) Συνδετήρες εντός Iκρίσιμου μήκους Φ8/maxs

$$\text{maxs} = \min \left\{ \begin{array}{l} 8\Phi < \min = 8 * 1.8 = 14.40\text{cm} \\ 1/2 * \text{μικρή πλευρά υποστυλώματος} = 1/2 * 50 = 25.00\text{cm} \\ 10\text{cm} \\ 10\text{cm} \end{array} \right\}$$

Άρα εντός Iκρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ8/10.

b) Συνδετήρες εκτός Iκρίσιμου μήκους Φ8/maxs

$$\text{maxs} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12\Phi < \min = 12 * 1.8 = 21.50\text{cm} \\ \text{μικρή πλευρά υποστυλώματος} = 50\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{array} \right\} 20\text{cm}$$

Άρα εκτός Iκρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ8/20

***ΠΡΟΣΟΧΗ!!!!** Στους συνδετήρες θέλουμε πάντα τη μικρότερη τιμή και αν έχουμε δεκαδική τιμή πάντα στρογγυλοποιούμε προς τα κάτω και σε ακέραιο αριθμό για λόγους κατασκευαστικούς .

6. Έλεγχος περίσφιγξης (μόνο εντός Ικρίσιμου μήκους)

Για εντός Ικρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ8/10.

$$W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} \geq W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\acute{\iota}\tau\alpha\iota}$$

$$W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} = \frac{\text{ΟΓΚΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ}}{\text{ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΥΡΗΝΑ}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{248.00}{25760} * \frac{500}{\frac{1.15}{1.5}}$$

$$= 0.31$$

Όπου:

➤ ΟΓΚΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ = $A_s * \text{περίμετρο} = 0.5 * 496 = 248.00 \text{m}^3$

- $A_s = 0.5 \text{ cm}^2$ (από πίνακα \Rightarrow γιατί έχουμε σίδερα Φ8)
- $\text{Περίμετρο} = 2*56 + 2*46 + 2*56 + 2*46 + 2*22 + 2*22 = 496$
- $S = \frac{60 - 2*c - n*\phi}{n - 1} = \frac{60 - 2*2 - 4*2}{4 - 1} = \frac{48}{3} = 16 \text{cm}$
- Άρα $16 + 2*2 + 2*1 = 22$

➤ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΥΡΗΝΑ = $(h - 2*c) * (b - 2*c) * S = (60 - 2*2) * (50 - 2*2) * 10 = 25760 \text{ cm}^2$

↓
Φ8/10

Εν συνεχεία έχουμε:

$$a * W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\acute{\iota}\tau\alpha\iota} = 0.85 * V_d * \left(0.35 * \frac{A_c}{A_o} \right) - 0.035$$

Όπου:

- $a = 0.44$
- $A_c = b * h = 60 * 50 = 3000$
- $A_o = (h - 2*c) * (b - 2*c) = (50 - 2*2) * (60 - 2*2) = 46 * 56 = 2576$
- $V_d = 0.080$ από γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Άρα:

$$0.44 * W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\acute{\iota}\tau\alpha\iota} = 0.85 * 0.080 * \left(0.35 * \frac{60 * 50}{2576} \right) - 0.035 \Leftrightarrow$$

$$0.44 * W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\acute{\iota}\tau\alpha\iota} = - 0.007 \Leftrightarrow$$

$$W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\acute{\iota}\tau\alpha\iota} = \frac{-0.007}{0.44} = - 0.01$$

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφυξης που έχουμε είναι $W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} = 0.31$.

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφυξης που απαιτείται είναι $W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\iota\tau\alpha\iota} = -0.01$ η οποία είναι μία πολύ μικρή τιμή και έτσι εμείς παίρνουμε το όριο $W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\iota\tau\alpha\iota} = 0.1$. Επομένως, οι συνδετήρες Φ8/10 που έχουμε υπολογίσει από τις Κατασκευαστικές Διατάξεις (Κ.Δ) εντός Ικρίσιμου μήκους επαρκούν για τον έλεγχο περίσφυξης άρα δεν τους αλλάζουμε καθώς ισχύει η ανώτερο σχέση

$$W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} \geq W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\iota\tau\alpha\iota} \Leftrightarrow 0.31 \geq 0.01$$

7. Έλεγχος σε διάτμηση (μόνο εντός Ικρίσιμου μήκους)

a) Πρέπει $V_{Rd2} \geq V_{sd}$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b * 0.9 * d$$

Όπου :

$$v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.7 - \frac{20}{200} = 0.6$$

Άρα:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} * 0.6 * \frac{20}{1.5} * 0.60 * 0.9 * (0.50 - 0.02) \Leftrightarrow$$

$$V_{Rd2} = 1.04 \text{ MN} \rightarrow 1.04 * 1000 = 1040 \text{ KN}$$

$$\text{Συνεπώς ισχύει } V_{Rd2} \geq V_{sd} \Leftrightarrow 1040 \text{ KN} \geq 22.673 \text{ KN}$$

b) Πρέπει $V_{Rd3} \geq V_{sd}$

$$V_{Rd3} = 0.3 V_{Rd1} + V_{wd}$$

Όπου :

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * p_1) + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$

- $k = 1.6 - d = 1.6 - (0.60 - 0.02) = 1.02$

- $p_1 = \frac{A_s}{b * h} = \frac{37.68}{50 * 60} = 0.013$ / $A_s : 12\emptyset 20 = 37.68 \text{ cm}^2$

- $N_{sd} = 321.936 \text{ KN} \rightarrow \frac{321.936}{1000} = 0.32 \text{ MN}$

- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{0.50 * 0.60} = 0.10$

- $b_w = 0.50$

- $d = 0.50 - 0.02 = 0.48$

Άρα:

$$V_{Rd1} = [0.26 * 1.02 * (1.2 + 40 * 0.013) + 0.15 * 0.10] * 0.60 * 0.48 \Leftrightarrow$$

$$V_{Rd1} = 0.14 \text{ ή } 140 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{S} * 0.9 * d * f_{yd} \Leftrightarrow$$

$$V_{wd} = \frac{2 \cdot 0.5}{10} * 0.9 * 48 * \frac{50}{1.15} \Leftrightarrow$$

$$V_{wd} = 187.83 \text{ KN}$$

$$\text{Συνεπώς } V_{Rd3} = 0.3 * 140 + 187.83 \Leftrightarrow V_{Rd3} = 229.83 \text{ KN}$$

Επομένως ισχύει $V_{Rd3} \geq V_{sd} \Leftrightarrow 229.83 \text{ KN} \geq 22.673 \text{ KN}$ άρα οι συνδετήρες Φ8/10 μας αρκούν και για τον έλεγχο σε διάτμηση και τοποθετούνται σε όλο το Ικρίσιμου μήκους του υποστηλώματος.

9. Αγκυρώσεις Υποστηλωμάτων K₂, K₅ 50/60

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{2.3} = 945 \text{ mm}$$

Σημείωση: Για υποστηλώματα έχουμε πάντα περιοχή συνάφειας I δηλαδή από πίνακα δεδομένο από θεωρία (για περιοχή συνάφειας I $f_{bd} = 2.3$)

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 945 = 945 \text{ mm}$ ($\alpha = 1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

Έλεγχος εάν: $l_{bnet} > h_{δοκού} - 5 * \varphi - c = 550 - 5 * 20 - 20 = 430 \text{ mm} \Rightarrow 945 \text{ mm} > 430 \text{ mm}$

επομένως η αγκύρωση χωρίζεται σε δύο τμήματα α_1, α_2 ενώ το σίδερο κάμπτεται σε καμπύλη αγκύρωσης

($D = 5 * \varphi \Rightarrow \varphi < 20 \text{ mm}$ εμείς βρήκαμε $\varphi = 20 \text{ mm}$)

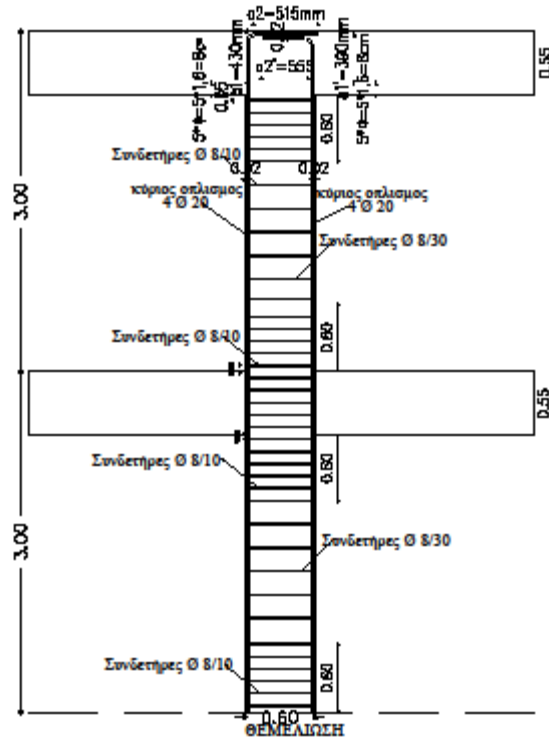
$$\alpha_1 = h_{δοκού} - 5\varphi - c = 550 - 5 * 20 - 20 = 430 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 945 - 430 = 515 \text{ mm}$$

$$\alpha_1' = \alpha_1 - 20 - \varphi = 430 - 20 - 20 = 390 \text{ mm}$$

$$\alpha_2' = l_{bnet} - \alpha_1' = 945 - 390 = 555 \text{ mm}$$

Υποστυλώματα Κ2/Κ6 διαστάσεων 50/60 (Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΩΣ)



ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΟΚΑΡΙΩΝ ΜΕ ΤΟΝ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ (Ε.Α.Κ)

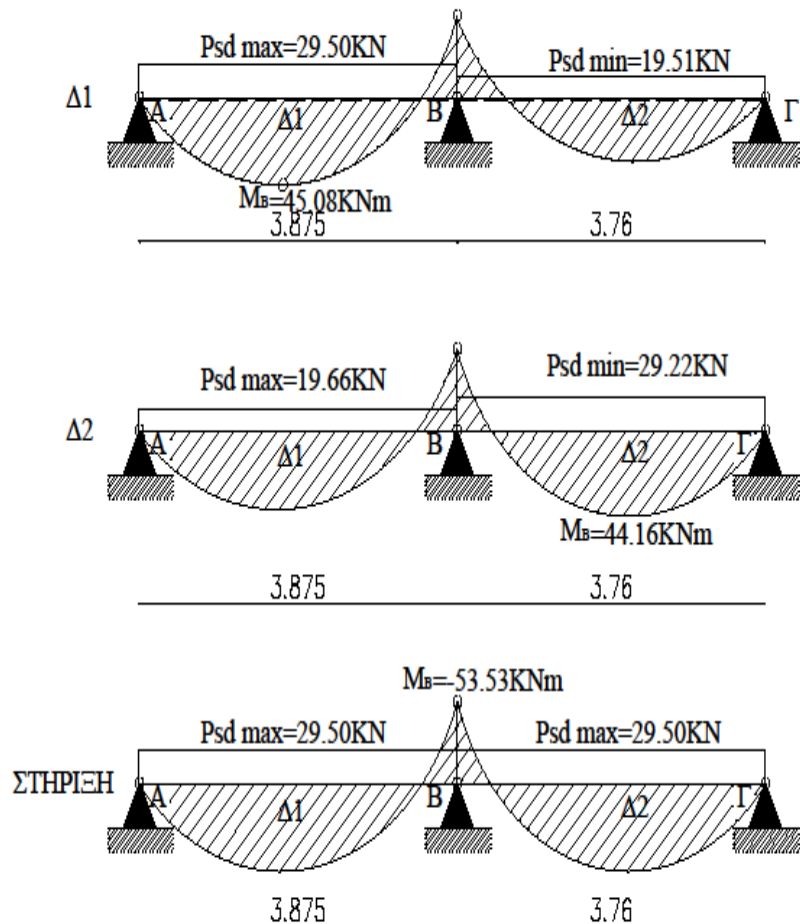
Βρίσκω τη ροπή και την τέμνουσα σχεδιασμού για τις δοκούς.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ2

- Αξονικά μήκη

$$l_{\Delta 1} = 3.85 - \frac{0.45}{2} + \frac{0.50}{2} = 3.875 \text{ m}$$

$$l_{\Delta 2} = 4.235 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.50}{2} = 3.76 \text{ m}$$



- Διάγραμμα Δ1

$$Psdmax_{\Delta 1} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 19.66 + 1.5 \cdot 1.97 = 29.50 \text{ KN}$$

$$Psdmin_{\Delta 2} = 19.51 \text{ KN}$$

$$M_B = - \left(\frac{Psdmax_{\Delta 1} \cdot l_1^3 + Psdmin_{\Delta 2} \cdot l_2^3}{8 \cdot (l_1 + l_2)} \right) = - \frac{29.50 \cdot 3.875^3 + 19.51 \cdot 3.76^3}{8 \cdot (3.875 + 3.76)} = -$$

$$45.08 \text{ KNm}$$

$$M_{\Delta 1}^{TEA} = \frac{M_B}{2} + \frac{Psdmax_{\Delta 1} \cdot l_1^2}{8} = - \frac{45.08}{2} + \frac{29.50 \cdot 3.875^2}{8} = 32.83 \text{ KNm}$$

- Διάγραμμα Δ2

$$Psdmax_{\Delta 2} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 19.51 + 1.5 \cdot 1.92 = 29.22 \text{ KN}$$

$$Psdmin_{\Delta 1} = 19.66 \text{ KN}$$

$$M_B = - \left(\frac{Psdmin_{\Delta 1} \cdot l_1^3 + Psdmax_{\Delta 2} \cdot l_2^3}{8 \cdot (l_1 + l_2)} \right) = - \frac{19.66 \cdot 3.875^3 + 29.22 \cdot 3.76^3}{8 \cdot (3.875 + 3.76)} = -$$

$$44.16 \text{ KNm}$$

$$M_{\Delta 2}^{TEA} = \frac{M_B}{2} + \frac{Psdmax_{\Delta 2} \cdot l_2^2}{8} = - \frac{44.16}{2} + \frac{29.22 \cdot 3.875^2}{8} = 29.56 \text{ KNm}$$

- Στήριξη

$$M_B = - \left(\frac{Psdmax_{\Delta 1} \cdot l_1^3 + Psdmax_{\Delta 2} \cdot l_2^3}{8 \cdot (l_1 + l_2)} \right) = - \frac{29.50 \cdot 3.875^3 + 29.22 \cdot 3.76^3}{8 \cdot (3.875 + 3.76)} = -$$

$$53.53 \text{ KNm}$$

Συμπαιρασματικά,

- ❖ Η μέγιστη τιμή με την οποία κάνω έλεγχο σε κάμψη για το άνοιγμα Δ1 είναι:
Msdmax=32.83 KNm
- ❖ Η μέγιστη τιμή με την οποία κάνω έλεγχο σε κάμψη για το άνοιγμα Δ2 είναι:
Msdmax=29.56 KNm
- ❖ Η μέγιστη τιμή με την οποία κάνω έλεγχο σε κάμψη για τη στήριξη είναι:
Msdmax=-53,53 KNm

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκούς Δ6/Δ7

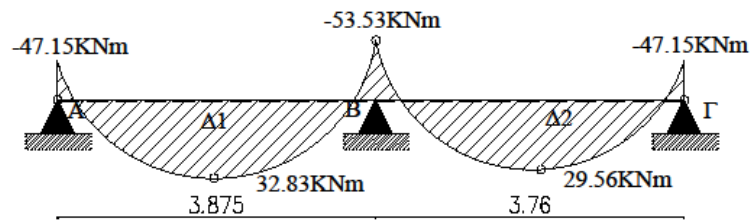
- Ισορροπία κόμβου

$$M_u^{K1ορόφου} = 6.20 \text{ KNm}$$

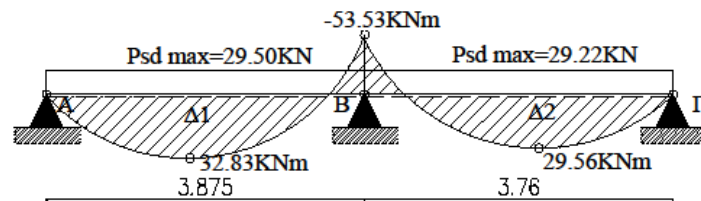
$$M_o^{K1ισογειου} = 14.36 \text{ KNm}$$

$$M_{\Delta 1} = M_u^{K1ορόφου} + M_o^{K1ισογειου} = 6.20 + 14.36 = 20.56 \text{ KNm}$$

$$M_{IR}^{ισογειου} + M_{\Delta 1} = 26.59 + 20.56 = 47.15 \text{ KNm}$$



'ΔΜ' ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑ

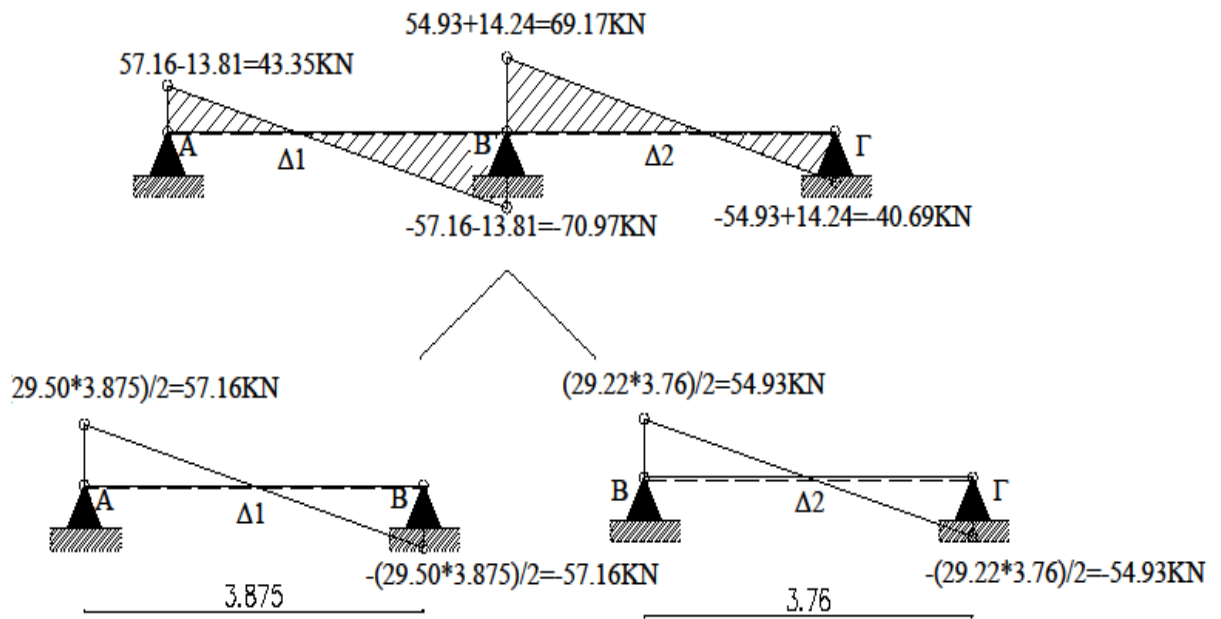


$$\text{Κλείουσα: } \Delta Q = \frac{M_{\text{ΤΕΛΙΚΟ}} - M_{\text{ΑΡΧΙΚΟ}}}{l}$$

$$\Delta Q_{A-B} = \frac{-53.53 - 0}{3.875} = -13.81 \text{ KN}$$

$$\Delta Q_{B-G} = \frac{0 - (-53.53)}{3.76} = 14.24 \text{ KN}$$

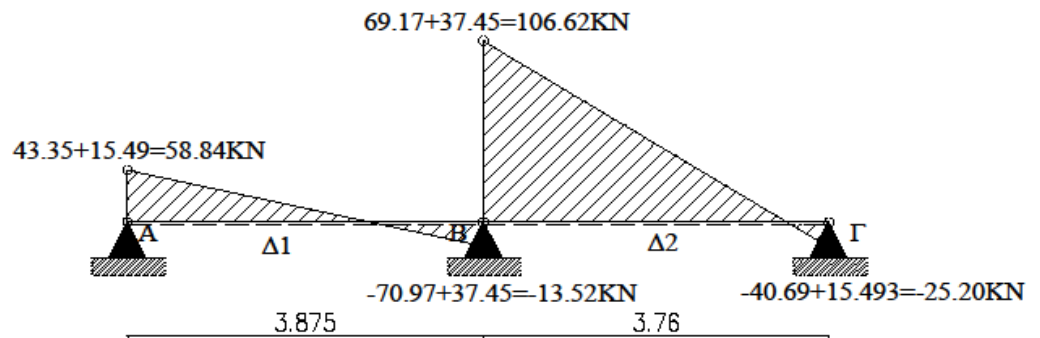
• Στατική Τέμνουσα



Άρα το V_{sd} είναι το μεγαλύτερο κατά απόλυτη τιμή του ανωτέρου διαγράμματος δηλαδή $V_{sd} = 70.97 \text{KN}$.

• Σεισμική Τέμνουσα

Παρατήρηση: Προσθέτω τη δύναμη υποστρώματος λόγω σεισμού σελίδας 19 στο διάγραμμα στατικής τέμνουσας για να βρώ το διάγραμμα σεισμικής τέμνουσας.



Άρα επιλέγω το μεγαλύτερο V_{sd} που είναι από τα σεισμικά φορτία και είναι $V_{sd}=106.62$ KN.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκούς Δ6-Δ7.

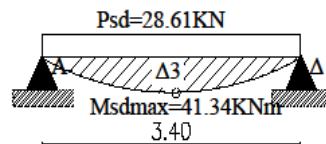
ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ3

- Αξονικά μήκη

$$l_{\Delta 3} = 3.85 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.45}{2} = 3.40 \text{ m}$$

$$Psd_{\max \Delta 3} = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 19.19 + 1.5 * 1.80 = 28.61 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd \max} = \frac{Psd_{\max \Delta 2} * l_3^2}{8} = \frac{28.61 * 3.40^2}{8} = 41.34 \text{ KNm}$$

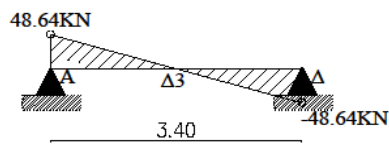


Στατική Τέμνουσα

$$P_{sd\max\Delta 3} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 19.19 + 1.5 \cdot 1.80 = 28.61 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd1}^{\pi\acute{\alpha}\nu\omega} = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{28.61 \cdot 3.40}{2} = 48.64 \text{ KN}$$

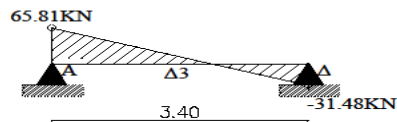
$$V_{sd1}^{\kappa\acute{\alpha}\tau\omega} = -\frac{P \cdot l}{2} = -\frac{28.61 \cdot 3.40}{2} = -48.64 \text{ KN}$$



• Σεισμική Τέμνουσα

$$V_{sd2}^{\pi\acute{\alpha}\nu\omega} = V_{sd1}^{\pi\acute{\alpha}\nu\omega} + V_{EK1Y} = 48.64 + 17.164 = 65.80 \text{ KN}$$

$$V_{sd2}^{\kappa\acute{\alpha}\tau\omega} = -V_{sd1}^{\kappa\acute{\alpha}\tau\omega} + V_{EK1Y} = -48.64 + 17.164 = -31.48 \text{ KN}$$



Άρα για τη δοκό Δ3 : $M_{sd} = 41.34 \text{ KNm}$
 $V_{sd} = 44.76 \text{ KN}$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5.

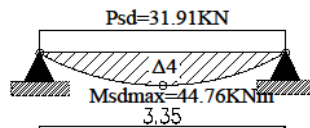
ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ4

- Αξονικά μήκη

$$l_{\Delta 4} = 3.85 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 3.35 \text{ m}$$

$$P_{sdmax\Delta 4} = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 19.64 + 1.5 * 3.60 = 31.91 \text{ KN/m}$$

$$M_{sdmax} = \frac{P_{sdmax\Delta 2} * l_3^2}{8} = \frac{31.91 * 3.35^2}{8} = 44.76 \text{ KNm}$$

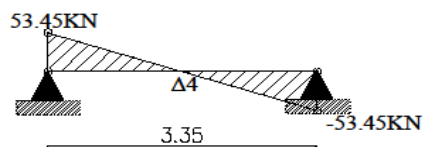


• Στατική Τέμνουσα

$$P_{sd\max\Delta 3} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 19.64 + 1.5 \cdot 3.60 = 31.91 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd1}^{\text{πάνω}} = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{31.91 \cdot 3.35}{2} = 53.45 \text{ KN}$$

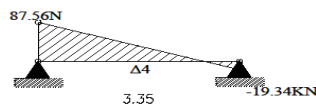
$$V_{sd1}^{\text{κάτω}} = - \frac{P \cdot l}{2} = - \frac{31.91 \cdot 3.35}{2} = - 53.45 \text{ KN}$$



• Σεισμική Τέμνουσα

$$V_{sd2}^{\text{πάνω}} = V_{sd1}^{\text{πάνω}} + V_{EKIY} = 53.45 + 34.110 = 87.56 \text{ KN}$$

$$V_{sd2}^{\text{κάτω}} = - V_{sd1}^{\text{κάτω}} + V_{EKIY} = - 53.45 + 34.110 = - 19.34 \text{ KN}$$



Άρα για τη δοκό Δ4 :

$$M_{sd} = 44.76 \text{ KNm} , V_{sd} = 87.76 \text{ KNm}$$

Οπλίζω το εκάστοτε δοκάρι σε διάτμηση και σε κάμψη

Θεωρητικά μήκη δίδονται από τον τύπο: $l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2$
(όπου l_n :καθαρό μήκος)

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ6

$$\alpha_1 \text{ (ακραία στήριξη)} = \max \left\{ \begin{array}{l} t/3 = 0.45/3 = 0.15 \\ 0.025 * l_n = 0.025 * 3.40 = 0.085 \end{array} \right\}$$
$$\alpha_2 \text{ (μεσαία στήριξη)} = \frac{t}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.25$$

Άρα $l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2 = 3.40 + 0.15 + 0.25 = 3.80\text{m}$

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ2/Δ7

$$\alpha_2 \text{ (μεσαία στήριξη)} = \frac{t}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.25$$

$$\alpha_3 \text{ (ακραία στήριξη)} = \max \left\{ \begin{array}{l} t/3 = 0.45/3 = 0.15 \\ 0.025 * l_n = 0.025 * 3.285 = 0.08 \end{array} \right\}$$

Άρα $l = l_n + \alpha_2 + \alpha_3 = 3.285 + 0.25 + 0.15 = 3.685\text{m}$

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ3

$$\alpha_1 \text{ (ακραία στήριξη)} = \max \left\{ \begin{array}{l} t/3 = 0.45/3 = 0.15 \\ 0.025 * l_n = 0.025 * 2.95 = 0.074 \end{array} \right\}$$

$\alpha_2 = \alpha_1 = 0.15$ (γιατί έχουμε υποστύλωμα ίδιων διαστάσεων και με τν ίδια στήριξη).

Άρα $l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2 = 2.95 + 0.15 + 0.15 = 3.25\text{m}$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ4

$$\alpha_1 \text{ (ακραία στήριξη)} = \max \left\{ \begin{array}{l} t/3 = 0.60/3 = 0.20 \\ 0.025 * l_n = 0.025 * 2.65 = 0.066 \end{array} \right\}$$

$\alpha_2 = \alpha_1 = 0.20$ (γιατί έχουμε υποστύλωμα ίδιων διαστάσεων και με τν ίδια στήριξη).

Άρα $l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2 = 2.65 + 0.20 + 0.20 = 3.05\text{m}$

Συνεργαζόμενο πλάτος bef

ΔΟΚΑΡΙ Δ1

$$\text{bef}_{\Delta 1} = bw + \frac{1}{6} * l_0 = bw + \frac{1}{6} * a * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 0.8 * 3.8 \Rightarrow \text{bef}_{\Delta 1} = 0.76\text{m}$$
$$\rightarrow 0.76 * 100 = 76\text{cm}$$

$\alpha = 0.8$ γιατί είναι μονόπακτο

ΔΟΚΑΡΙ Δ2

$$\text{bef}_{\Delta 2} = bw + \frac{1}{6} * l_0 = bw + \frac{1}{6} * a * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 0.8 * 3.685 \Rightarrow \text{bef}_{\Delta 2} = 0.74\text{m}$$
$$\rightarrow 0.74 * 100 = 74\text{cm}$$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκού Δ6/Δ7.

ΔΟΚΑΡΙ Δ3

$$\text{bef}_{\Delta 3} = bw + \frac{1}{6} * l_0 = bw + \frac{1}{6} * a * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 1.00 * 3.25 \Rightarrow \text{bef}_{\Delta 3} = 0.79\text{m}$$
$$\rightarrow 0.79 * 100 = 79\text{cm}$$

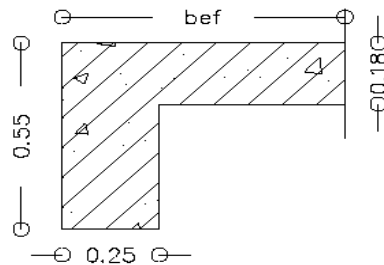
$\alpha = 1.00$ γιατί είναι αμφιέριστο

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5.

ΔΟΚΑΡΙ Δ4

$$\text{bef}_{\Delta 4} = bw + \frac{1}{6} * l_0 = bw + \frac{1}{6} * a * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 1.00 * 3.05 \Rightarrow \text{bef}_{\Delta 4} = 0.76\text{m}$$
$$\rightarrow 0.76 * 100 = 76\text{cm}$$

ΣΥΝΕΡΓΑΖΟΜΕΝΟ ΠΛΑΤΟΣ



Έλεγχος σε κάμψη

ΔΟΚΑΡΙ Δ1

$$M_{sd} = 32.83 \text{ KNm} \rightarrow \frac{32.83}{1000} = 0.0328 \text{ MNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b_{ef} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.0328}{0.76 \cdot 0.53^2 \cdot \frac{20}{1.5}} = 0.01 \text{ m}$$

$$d = 55 - c = 55 - 2 = 53 = 0.53 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.5}$$

Επιπλέον από πίνακα $\mu_{sd} = 0.01 \rightarrow \xi = 0.050$

$$\text{Συνεπώς } x = \xi \cdot d = 0.050 \cdot 53 = 2.65 \text{ cm}$$

Άρα $x < h_f \Rightarrow 2.65 < 18 \Rightarrow$ (από πίνακα ΕΜΠ: $b = b_{ef}$)

Επομένως η θλιβόμενη περιοχή είναι μικρότερη από τη πάχος της πλάκας $x < h_f \Rightarrow 2.65 < 18$. Άρα επιλύουμε το άνοιγμα του δοκαριού με πίνακες ΕΜΠ όπου $b = b_{ef}$ και $d = \text{στατικό ύψος δοκαριού}$.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ6.

ΔΟΚΑΡΙ Δ2

$$M_{sd}=29.56 \text{ KNm} \rightarrow \frac{26.56}{1000} = 0.02956 \text{ MNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot e_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.02956}{0.74 \cdot 0.53^2 \cdot \frac{20}{1.5}} = 0.01 \text{ m}$$

$$d=55-c=55-2=53=0.53 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.5}$$

Επιπλέον από πίνακα $\mu_{sd}=0.01 \rightarrow \xi=0.050$

$$\text{Συνεπώς } x=\xi \cdot d=0.050 \cdot 53=2.65 \text{ cm}$$

Άρα $x < h_f \Rightarrow 2.65 < 18 \Rightarrow$ (από πίνακα ΕΜΠ: $b=b_{ef}$)

Επομένως η θλιβόμενη περιοχή είναι μικρότερη από τη πάχος της πλάκας $x < h_f \Rightarrow 2.65 < 18$. Άρα επιλύουμε το άνοιγμα του δοκαριού με πίνακες ΕΜΠ όπου $b=b_{ef}$ και d =στατικό ύψος δοκαριού.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ7.

ΔΟΚΑΡΙ Δ3

$$M_{sd}=41.34 \text{ KNm} \rightarrow \frac{41.34}{1000} = 0.041 \text{ MNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot e_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.041}{0.74 \cdot 0.53^2 \cdot \frac{20}{1.5}} = 0.02 \text{ m}$$

$$d=55-c=55-2=53=0.53 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.5}$$

Επιπλέον από πίνακα $\mu_{sd}=0.02 \rightarrow \xi=0.072$

$$\text{Συνεπώς } x=\xi \cdot d=0.072 \cdot 53=3.82 \text{ cm}$$

Άρα $x < h_f \Rightarrow 3.82 < 18 \Rightarrow$ (από πίνακα ΕΜΠ: $b=b_{ef}$)

Επομένως η θλιβόμενη περιοχή είναι μικρότερη από τη πάχος της πλάκας $x < h_f \Rightarrow 3.82 < 18$. Άρα επιλύουμε το άνοιγμα του δοκαριού με πίνακες ΕΜΠ όπου $b=b_{ef}$ και d =στατικό ύψος δοκαριού.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5.

ΔΟΚΑΡΙ Δ4

$$M_{sd}=44.76 \text{ KNm} \rightarrow \frac{44.76}{1000} = 0.045 \text{ MNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b_{ef} * d^2 * f_{cd}} = \frac{0.045}{0.74 * 0.53^2 * \frac{20}{1.5}} = 0.02 \text{ m}$$

$$d=55-c=55-2=53=0.53 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.5}$$

$$\text{Επιπλέον από πίνακα } \mu_{sd}=0.02 \rightarrow \xi=0.072$$

$$\text{Συνεπώς } x=\xi*d=0.072*53=3.82\text{cm}$$

$$\text{Άρα } x < h_f \Rightarrow 3.82 < 18 \Rightarrow (\text{από πίνακα ΕΜΠ: } b=b_{ef})$$

Επομένως η θλιβόμενη περιοχή είναι μικρότερη από τη πάχος της πλάκας $x < h_f \Rightarrow 3.82 < 18$. Άρα επιλύουμε το άνοιγμα του δοκαριού με πίνακες ΕΜΠ όπου $b=b_{ef}$ και d =στατικό ύψος δοκαριού.

Έλεγχος σε κάμψη με ΕΜΠ

Δοκάρι Δ1 Άνοιγμα

$$\frac{Msd}{b \cdot e_f \cdot d^2} = \frac{0.0328}{0.76 \cdot 0.53^2} = 0.15$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = \frac{0.047}{100} \cdot 76 \cdot 53 = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Για } A_s = 1.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{όπου } \rho_{min} = \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2.2}{500} = 2.2 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Συνεπώς } A_{smin} = 2.2 \cdot 10^{-3} \cdot 25 \cdot 53 = 2.91 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{ cm}^2 (2\emptyset 14)$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό 2Ø14

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ6.

Δοκάρι Δ2 Άνοιγμα

$$\frac{Msd}{b \cdot e_f \cdot d^2} = \frac{0.02956}{0.74 \cdot 0.53^2} = 0.15$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = \frac{0.047}{100} \cdot 74 \cdot 53 = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Για } A_s = 1.84 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{όπου } \rho_{min} = \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2.2}{500} = 2.2 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Συνεπώς } A_{smin} = 2.2 \cdot 10^{-3} \cdot 25 \cdot 53 = 2.91 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{ cm}^2 (2\emptyset 14)$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό 2Ø14

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ7.

Δοκάρι Δ3 Άνοιγμα

$$\frac{Msd}{bef*d^2} = \frac{0.041}{0.79*0.53^2} = 0.18$$

$$As=p*b*d = \frac{0.047}{100} * 79 * 53 = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Για } As = 1.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b_w * d$$

$$\text{όπου } \rho_{min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} * \frac{2.2}{500} = 2.2 * 10^{-3}$$

$$\text{Συνεπώς } As_{min} = 2.2 * 10^{-3} * 25 * 53 = 2.91 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{ cm}^2 (2\emptyset 14)$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό 2Ø14

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5

Δοκάρι Δ4 Άνοιγμα

$$\frac{Msd}{bef*d^2} = \frac{0.045}{0.79*0.53^2} = 0.2$$

$$As=p*b*d = \frac{0.047}{100} * 76 * 53 = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Για } As = 1.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b_w * d$$

$$\text{όπου } \rho_{min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} * \frac{2.2}{500} = 2.2 * 10^{-3}$$

$$\text{Συνεπώς } As_{min} = 2.2 * 10^{-3} * 25 * 53 = 2.91 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{ cm}^2 (2\emptyset 14)$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό 2Ø14

Έλεγχος σε κάμψη στη στήριξη

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ2

- **Ακραίες στηρίξεις**

$$M_{sd}=47.153 \text{ KNm} \rightarrow \frac{47.153}{1000} = 0.048 \text{ MNm}$$

$$\frac{M_{sd}}{b_w * d^2} = \frac{0.048}{0.25 * 0.53^2} = 0.7$$

$$A_{smin} = \rho * b_w * d = \frac{0.168}{100} * 25 * 53 = 2.23 \text{ cm}^2 < 2.86 \text{ cm}^2$$

(από έλεγχο σε κάμψη με ΕΜΠ) < 3.08 cm² (2Ø14)

Άρα τοποθετούμε και εδώ οπλισμό 2Ø14

- **Μεσαία στήριξη**

$$M_{sd}=53.53 \text{ KNm} \rightarrow \frac{53.53}{1000} = 0.054 \text{ MNm}$$

$$\frac{M_{sd}}{b_w * d^2} = \frac{0.054}{0.25 * 0.53^2} = 0.8$$

$$A_{smin} = \rho * b_w * d = \frac{0.193}{100} * 25 * 53 = 2.56 \text{ cm}^2 < 2.86 \text{ cm}^2$$

(από έλεγχο σε κάμψη με ΕΜΠ) < 3.08 cm² (2Ø14)

Άρα τοποθετούμε και εδώ οπλισμό 2Ø14

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκού Δ6/Δ7.

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα από τον έλεγχο σε κάμψη για εφελκόμενο οπλισμό για δοκάρια Δ1/Δ2/Δ6/Δ7:

- Άνοιγμα για δοκό Δ1 : 2Ø14 κάτω ☞ εφελκόμενο
- Άνοιγμα για δοκό Δ2 : 2Ø14 κάτω ☞ εφελκόμενο
- Άνοιγμα για δοκό Δ6 : 2Ø14 κάτω ☞ εφελκόμενο
- Άνοιγμα για δοκό Δ7 : 2Ø14 κάτω ☞ εφελκόμενο
- Ακραίες στηρίξεις : 2Ø14 πάνω ☞ θλιπτική
- Μεσαία στήριξη : 2Ø14 πάνω ☞ θλιπτική

Αγκυρώσεις Δοκαριών Δ1/Δ2/Δ6/Δ7/Δ3/Δ5

ΑΝΩ ΣΙΔΕΡΟ

Σημείωση: Τα άνω σίδερα έχουν περιοχή συνάφειας II. Άρα από δεδομένο πίνακα θεωρίας ($f_{bd}=0.7*2.3$)

$$\text{Αν } \varphi < 20 \rightarrow D = 5 * \varphi$$

$$\text{Για } \varphi = 14 \text{mm} \rightarrow D = 5 * 14 = 7 \text{cm}$$

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{0.7 * 2.3} = 945 \text{mm}$$

$$l_{bmin} = 0.3 * 945 = 285 \text{mm}$$

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 945 = 945 \text{mm}$ ($\alpha = 1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

$$\alpha_1 = b_{\text{υποστηλώματος}} - 5 * \varphi - c = 450 - 5 * 14 - 20 = 450 - 70 - 20 = 360 \text{mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 945 - 360 = 585 \text{ mm}$$

ΚΑΤΩ ΣΙΔΕΡΟ

Σημείωση: Τα κάτω σίδερα έχουν περιοχή συνάφειας I. Άρα από δεδομένο πίνακα θεωρίας ($f_{bd}=2.3$)

$$\text{Αν } \varphi < 20 \rightarrow D = 5 * \varphi$$

$$\text{Για } \varphi = 14 \text{mm} \rightarrow D = 5 * 14 = 7 \text{cm}$$

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{2.3} = 662 \text{mm}$$

$$l_{bmin} = 0.3 * 662 = 199 \text{mm}$$

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 662 = 662 \text{mm}$ ($\alpha = 1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

$$\alpha_1 = b_{\text{υποστηλώματος}} - 5 * \varphi - \varphi - c - 20 = 450 - 5 * 14 - 14 - 20 - 20 = 326 \text{mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 662 - 326 = 336 \text{ mm}$$

Αγκύρωση Δοκαριού Δ4

ΑΝΩ ΣΙΔΕΡΟ

Σημείωση: Τα άνω σίδερα έχουν περιοχή συνάφειας II. Άρα από δεδομένο πίνακα θεωρίας ($f_{bd}=0.7*2.3$)

$$\text{Αν } \varphi < 20 \rightarrow D = 5 * \varphi$$

$$\text{Για } \varphi = 14 \text{mm} \rightarrow D = 5 * 14 = 7 \text{cm}$$

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{0.7 * 2.3} = 945 \text{ mm}$$

$$l_{bmin} = 0.3 * 945 = 285 \text{ mm}$$

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 945 = 945 \text{ mm}$ ($\alpha = 1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

$$\alpha_1 = b_{\text{υποστηλωματος}} - 5 * \varphi - c = 600 - 5 * 14 - 20 = 600 - 70 - 20 = 510 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 945 - 510 = 435 \text{ mm}$$

ΚΑΤΩ ΣΙΔΕΡΟ

Σημείωση: Τα κάτω σίδερα έχουν περιοχή συνάφειας I. Άρα από δεδομένο πίνακα θεωρίας ($f_{bd} = 2.3$)

$$\text{Αν } \varphi < 20 \rightarrow D = 5 * \varphi$$

$$\text{Για } \varphi = 14 \text{ mm} \rightarrow D = 5 * 14 = 7 \text{ cm}$$

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{2.3} = 662 \text{ mm}$$

$$l_{bmin} = 0.3 * 662 = 199 \text{ mm}$$

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 662 = 662 \text{ mm}$ ($\alpha = 1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

$$\alpha_1 = b_{\text{υποστηλωματος}} - 5 * \varphi - \varphi - c - 20 = 600 - 5 * 14 - 14 - 20 - 20 = 476 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 662 - 476 = 186 \text{ mm}$$

Από έλεγχο λοιπόν σε κάμψη με ΕΜΠ:

Δ_1, Δ_6 : $A_s = 1.86 \text{ cm}^2$ επιλέγουμε από πίνακα ΕΜΠ για αυτή την τιμή το 2Ø14 ☞
 $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

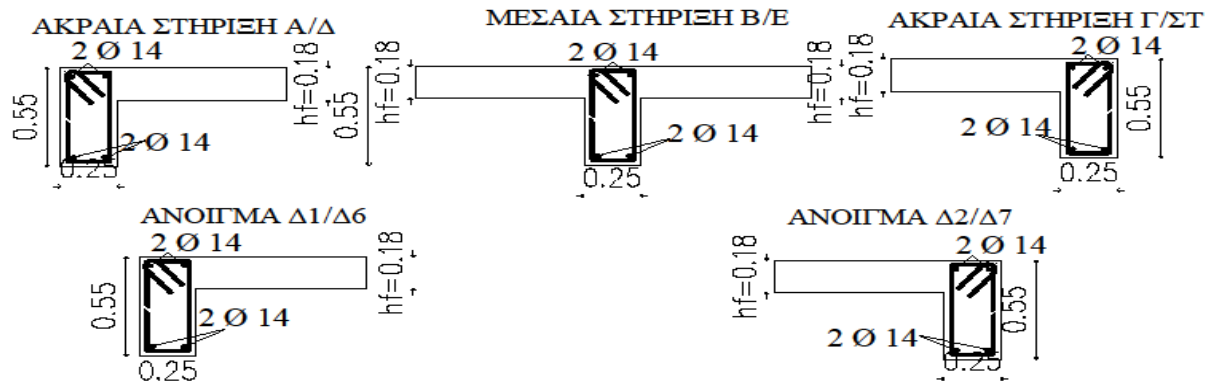
Δ_2, Δ_7 : $A_s = 1.86 \text{ cm}^2$ επιλέγουμε από πίνακα ΕΜΠ για αυτή την τιμή το 2Ø14 ☞
 $A_s = 3.08 \Delta_1 - \Delta_2$

Δ_3, Δ_5 : $A_s = 1.86 \text{ cm}^2$ επιλέγουμε από πίνακα ΕΜΠ για αυτή την τιμή το 2Ø14 ☞
 $A_s = 3.08$

Πρακτικά για τα **ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ** για κάθε $\Delta_1 - \Delta_2$ και $\Delta_6 - \Delta_7$ παίρνουμε το 1/4 της μεγαλύτερης τιμής (εδώ οι τιμές είναι ίδιες) δηλαδή, $3.08 * 1/4 = 0.77 \text{ cm}^2$ και για τη **ΣΤΗΡΙΞΗ** παίρνουμε 1/2 . Επειδή στην άσκηση μας έχω μικρό σπλισμό αφήνω αυτό που ήδη έχω βρει, δηλαδή, 2Ø14 . Επιπρόσθετα, για τα **ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ** $\Delta_3, \Delta_4, \Delta_5$ τοποθετούμε 2Ø14 κάτω και πάνω τοποθετούμε το 1/4 του 2Ø14 δηλαδή, $3.08 * 1/4 = 0.77 \text{ cm}^2$ και για τη **ΣΤΗΡΙΞΗ** τοποθετούμε 2Ø14 πάνω και κάτω τοποθετούμε το 1/4 του 2Ø14 δηλαδή, $3.08 * 1/4 = 0.77 \text{ cm}^2$.

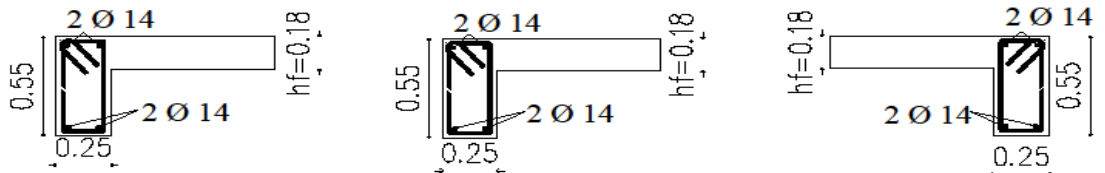
Επιλογή οπλισμού- Τομές

ΕΠΙΛΟΓΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ/ΤΟΜΕΣ



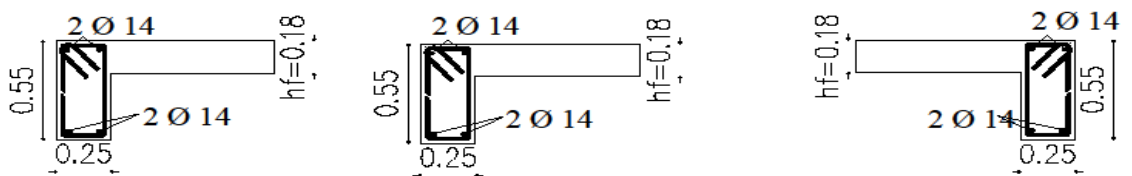
ΕΠΙΛΟΓΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ/ΤΟΜΕΣ

ΤΟΜΗ ΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ Δ/ΣΤ ΚΑΘΕΤΗ ΤΟΜΗ ΣΤΟ ΑΝΟΙΓΜΑ Δ3/Δ5 ΤΟΜΗ ΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ Α/Γ



ΕΠΙΛΟΓΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ/ΤΟΜΕΣ

ΤΟΜΗ ΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ Ε ΚΑΘΕΤΗ ΤΟΜΗ ΣΤΟ ΑΝΟΙΓΜΑ Δ4 ΤΟΜΗ ΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ Β



Έλεγχος σε διάτμηση με κατασκευαστικές διατάξεις (Κ.Δ)

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ2

$$I_{\text{κρίσιμο}} = 2 \cdot h = 2 \cdot 55 = 1.10 \text{ cm}$$

- Συνδετήρες εντός $I_{\text{κρίσιμου}}$ ($\Phi 8/\text{maxs}$)

$$\text{maxs}=\text{mins} \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \cdot h = 1/3 \cdot 55 = 18.3 \text{ cm} \\ 10 \Phi_{L\text{min}} = 10 \cdot 1.4 = \mathbf{14 \text{ cm}} \\ 20 \Phi_w = 20 \cdot 0.8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Άρα τοποθετούμε σπλισμό } \Phi 8/14$$

- Συνδετήρες εκτός $I_{\text{κρίσιμου}}$ ($\Phi 8/\text{maxs}$)

$$V_{\text{Rd2}} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_w \cdot 0.90 \cdot d$$

Όπου:

$$v = 0.70 - \frac{f_{\text{ck}}}{200} = 0.70 - \frac{20}{200} = 0.60$$

$$f_{\text{cd}} = \frac{20}{1.15}$$

$$b_w = 0.25$$

$$d = 55 - c = 55 - 2 = 53 \text{ cm} = 0.53 \text{ m}$$

$$\text{Συνεπώς η ανωτέρω σχέση γίνεται: } V_{\text{Rd2}} = \frac{1}{2} \cdot 0.60 \cdot \frac{20}{1.5}$$

$$\cdot 0.25 \cdot 0.90 \cdot 0.53 = 0.48 = 480 \text{ KN}$$

$$\text{Από θεωρία ισχύει: } \frac{1}{5} V_{\text{Rd2}} < V_{\text{sd}} \leq \frac{2}{3} V_{\text{Rd2}} \Rightarrow \frac{1}{5} 480 < V_{\text{sd}} \leq \frac{2}{3} 480 \Rightarrow$$

$$96 \text{ KN} < V_{\text{sd}} \leq 328 \text{ KN}$$

$$\text{Επιπλέον } \text{maxs}=\text{mins} \left\{ \begin{array}{l} 0.60 \cdot d = 0.60 \cdot 530 = 318 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ Άρα τοποθετούμε } \\ \text{σπλισμό } \Phi 8/30$$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκού Δ6/Δ7.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ3

$$I_{\text{κρίσιμο}} = 2 \cdot h = 2 \cdot 55 = 1.10 \text{ cm}$$

- Συνδετήρες εντός $I_{\text{κρίσιμου}}$ ($\Phi 8/\text{maxs}$)

$$\text{maxs}=\text{mins} \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \cdot h = 1/3 \cdot 55 = 18.3 \text{ cm} \\ 10 \Phi_{L\text{min}} = 10 \cdot 1.4 = \mathbf{14 \text{ cm}} \\ 20 \Phi_w = 20 \cdot 0.8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Άρα τοποθετούμε σπλισμό } \Phi 8/14$$

- Συνδετήρες εκτός $I_{κρίσιμου}$ ($\Phi 8/\max s$)

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b_w * 0.90 * d$$

Όπου:

$$v = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.70 - \frac{20}{200} = 0.60$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.15}$$

$$b_w = 0.25$$

$$d = 55 - c = 55 - 2 = 53 \text{ cm} = 0.53 \text{ m}$$

Συνεπώς η ανωτέρω σχέση γίνεται: $V_{Rd2} = \frac{1}{2} * 0.60 * \frac{20}{1.5}$

$$* 0.25 * 0.90 * 0.53 = 0.48 = 480 \text{ KN}$$

Από θεωρία ισχύει : $V_{sd} \leq \frac{1}{5} V_{Rd2} \Rightarrow 65.80 \leq \frac{1}{5} 480 \Rightarrow 65.80 \text{ KN} \leq 96 \text{ KN}$

$$\text{Επιπλέον } \max s = \min s \left\{ \begin{array}{l} 0.80 * d = 0.80 * 530 = 424 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ Άρα τοποθετούμε σπλισμό } \Phi 8/30$$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για το δοκάρι Δ5.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ4

$$I_{κρίσιμο} = 2 * h = 2 * 55 = 1.10 \text{ cm}$$

- Συνδετήρες εντός $I_{κρίσιμου}$ ($\Phi 8/\max s$)

$$\max s = \min s \left\{ \begin{array}{l} 1/3 * h = 1/3 * 55 = 18.3 \text{ cm} \\ 10 \Phi_{L \min} = 10 * 1.4 = 14 \text{ cm} \\ 20 \Phi_w = 20 * 0.8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Άρα τοποθετούμε σπλισμό } \Phi 8/14$$

- Συνδετήρες εκτός $I_{κρίσιμου}$ ($\Phi 8/\max s$)

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b_w * 0.90 * d$$

Όπου:

$$v = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.70 - \frac{20}{200} = 0.60$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.15}$$

$$b_w = 0.25$$

$$d = 55 - c = 55 - 2 = 53 \text{ cm} = 0.53 \text{ m}$$

Συνεπώς η ανωτέρω σχέση γίνεται: $V_{Rd2} = \frac{1}{2} * 0.60 * \frac{20}{1.5}$
 $* 0.25 * 0.90 * 0.53 = 0.48 = 480 \text{ KN}$

Από θεωρία ισχύει : $V_{sd} \leq \frac{1}{5} V_{Rd2} \Rightarrow 87.56 \leq \frac{1}{5} 480 \Rightarrow 87.56 \text{ KN} \leq 96 \text{ KN}$

Επιπλέον $\max s = \min s \left\{ \begin{array}{l} 0.80 * d = 0.80 * 530 = 424 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right\}$ Άρα τοποθετούμε
 οπλισμό Φ8/30

Έλεγχος σε διάτμηση

Σημείωση: Τον έλεγχο αυτό τον κάνουμε μόνο στο κρίσιμο μήκος. Υπολογίζω από τις δύο τιμές V_{sd} τη μεγαλύτερη για την άσκηση.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ2

- a) Βρίσκω $V_{Rd2} = 480 \text{ KN} > V_{sd} = 106.62 \text{ KN}$
 Επομένως , συνεχίζουμε και υπολογίζουμε V_{Rd3}
 b) $V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd}$

Όπου:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * p_l)] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$ (σταθερό)
- $k = 1.6 - d = 1.6 - (h - c) = 1.6 - (0.55 - 0.02) = 1.6 - 0.53 = 1.1$
- $p_l = \frac{2\phi 14}{b * h} = \frac{3.08}{25 * 55} = 0.00224$
- $b_w = 0.25$
- $d = 0.55 - 0.02 = 0.53$

Άρα $V_{Rd1} = [0.26 * 1.1 * (1.2 + 40 * 0.00224)] * 0.25 * 0.53 = 0.049 \text{ MN} = 49 \text{ KN}$

και $V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} * 0.9 * d * f_{yd} = \frac{0.5}{14} * 0.9 * 53 * \frac{50}{1.15} = 74.07 \text{ KN}$

Επομένως $V_{Rd3} = 49 + 74.07 = 123.07 \text{ KN}$

Άρα έχουμε συνδετήρες Φ8/14 εντός κρίσιμου μήκους.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκού Δ6/Δ7.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ3

- a) Βρίσκω $V_{Rd2} = 480 \text{ KN} > V_{sd} = 65.80 \text{ KN}$
Επομένως , συνεχίζουμε και υπολογίζουμε V_{Rd3}
- b) $V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd}$

Οπου:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * p_l)] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$ (σταθερό)
- $k = 1.6 - d = 1.6 - (h - c) = 1.6 - (0.55 - 0.02) = 1.6 - 0.53 = 1.1$
- $p_l = \frac{2\emptyset 14}{b * h} = \frac{3.08}{25 * 55} = 0.00224$
- $b_w = 0.25$
- $d = 0.55 - 0.02 = 0.53$

$$\text{Άρα } V_{Rd1} = [0.26 * 1.1 * (1.2 + 40 * 0.00224)] * 0.25 * 0.53 = 0.049 \text{ MN} = 49 \text{ KN}$$

$$\text{και } V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} * 0.9 * d * f_{yd} = \frac{0.5}{14} * 0.9 * 53 * \frac{50}{1.15} = 74.07 \text{ KN}$$

$$\text{Επομένως } V_{Rd3} = 49 + 74.07 = 123.07 \text{ KN}$$

Άρα έχουμε συνδετήρες Φ8/14 εντός κρίσιμου μήκους.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για το δοκάρι Δ5.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ4

- a) Βρίσκω $V_{Rd2} = 480 \text{ KN} > V_{sd} = 87.56 \text{ KN}$
Επομένως , συνεχίζουμε και υπολογίζουμε V_{Rd3}
- b) $V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd}$

Οπου:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * p_l)] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$ (σταθερό)
- $k = 1.6 - d = 1.6 - (h - c) = 1.6 - (0.55 - 0.02) = 1.6 - 0.53 = 1.1$
- $p_l = \frac{2\emptyset 14}{b * h} = \frac{3.08}{25 * 55} = 0.00224$
- $b_w = 0.25$
- $d = 0.55 - 0.02 = 0.53$

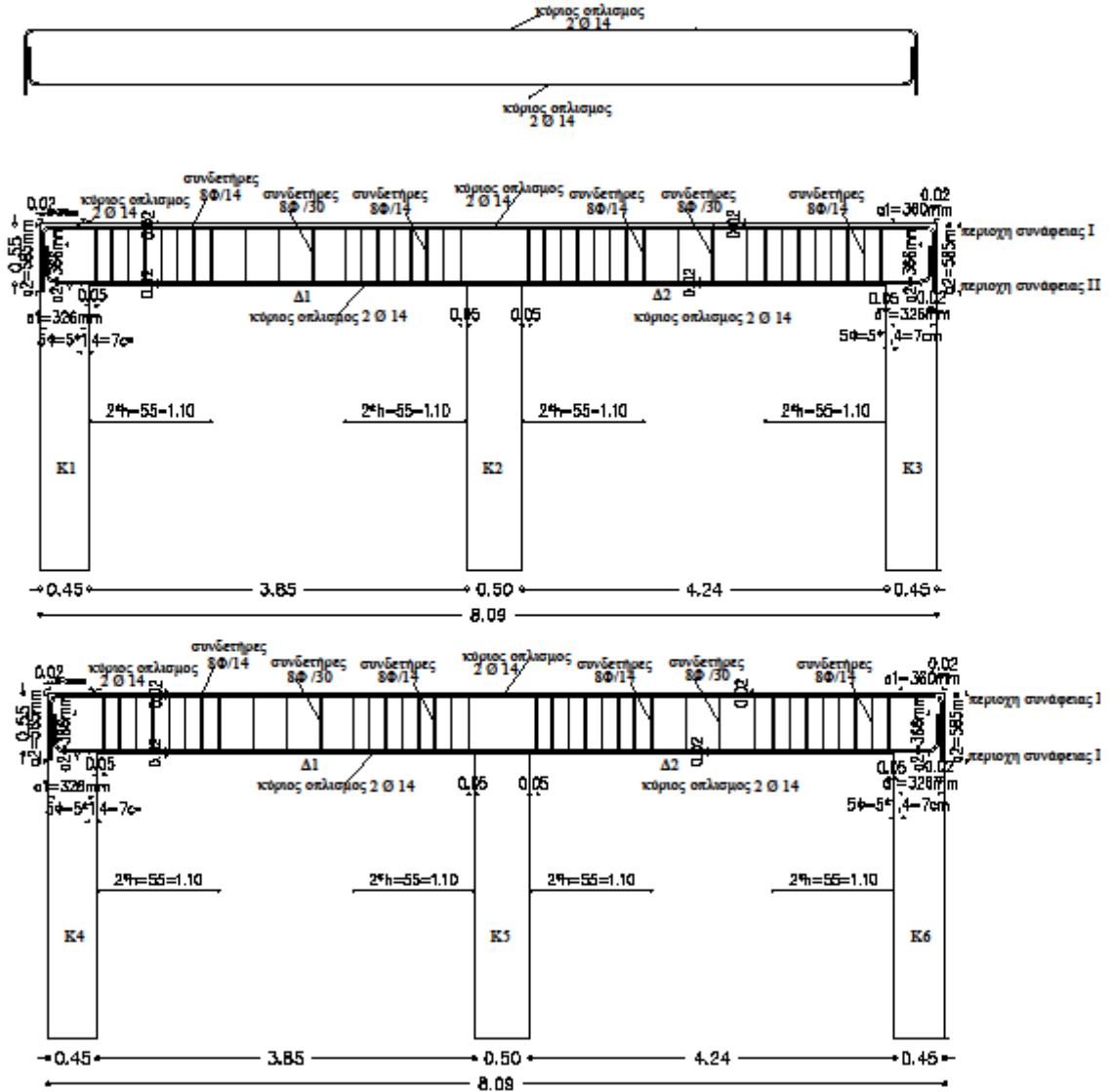
$$\text{Άρα } V_{Rd1} = [0.26 * 1.1 * (1.2 + 40 * 0.00224)] * 0.25 * 0.53 = 0.049 \text{ MN} = 49 \text{ KN}$$

$$\text{και } V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} * 0.9 * d * f_{yd} = \frac{0.5}{14} * 0.9 * 53 * \frac{50}{1.15} = 74.07 \text{ KN}$$

$$\text{Επομένως } V_{Rd3} = 49 + 74.07 = 123.07 \text{ KN}$$

Άρα έχουμε συνδετήρες Φ8/14 εντός κρίσιμου μήκους.

ΑΝΑΠΤΥΓΜΑ ΟΠΛΙΣΜΩΝ



ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΑΣΚΗΣΗ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 (EC8)

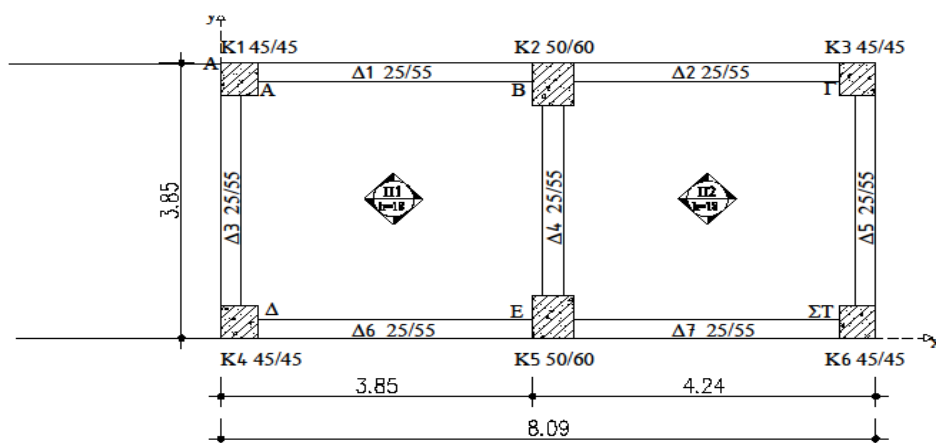
Δίδεται η τυπική κάτοψη ορόφου διώροφης κατοικίας στην πόλη του Ηρακλείου. Ζητείται να σχεδιαστούν τα δοκάρια και τα υποστυλώματα του ισογείου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8).

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

- Υλικά C20 \Rightarrow (μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδλεματος) $f_{ctm} = 2.2 \text{ MPa}$
- B500 \Rightarrow (χαρακτηριστική αντοχή διαρροής) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Πάχος πλακών $h_f = 18 \text{ cm}$
- Στηθαίο με μπατική οπτ/μη ύψους 1.00m
- Βάθος θεμελίωσης 1.20m
- Ύψος πέλδλου 0.70m
- Μικτό ύψος ορόφου 3.00m
- Περιοχή Περιβάλλοντος I $\rightarrow \alpha = 0.16$
- Επικάλυψη $c = 2.00 \text{ cm}$
- $E_s = 280000 \text{ MPa}$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ!!! Η εξωτερική τοιχοποιία είναι μπατική και η εσωτερική δρομική.

Τοιχοποιία: ① μπατική: $3.6 * h_{\text{ΤΟΙΧΟΥ ΜΠΑΤΙΚΟΥ}}$, ② δρομική: $2.1 * h_{\text{ΤΟΙΧΟΥ ΔΡΟΜΙΚΟΥ}}$



ΑΞΟΝΙΚΑ ΜΗΚΗ ΠΛΑΚΩΝ

ΠΛΑΚΑ Π1

$$L_x = 3.85 + \frac{0.50}{2} - \frac{0.25}{2} = 3.975\text{m}$$

$$L_y = 3.85 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 3.60\text{m}$$

ΠΛΑΚΑ Π2

$$L_x = 4.24 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.25}{2} = 3.865\text{m}$$

$$L_y = 3.85 - \frac{0.25}{2} - \frac{0.25}{2} = 3.60\text{m}$$

ΑΞΟΝΙΚΑ ΜΗΚΗ ΔΟΚΑΡΙΩΝ

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ1/Δ6

$$L = 3.85 - \frac{0.45}{2} + \frac{0.50}{2} = 3.875\text{m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ2/Δ7

$$L = 4.24 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.50}{2} = 3.765\text{m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ3/Δ5

$$L = 3.85 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.45}{2} = 3.40\text{m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ4

$$L = 3.85 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 3.35\text{ m}$$

ΦΟΡΤΙΑ ΠΛΑΚΩΝ (ΜΟΝΙΜΑ ΚΑΙ ΚΙΝΗΤΑ)

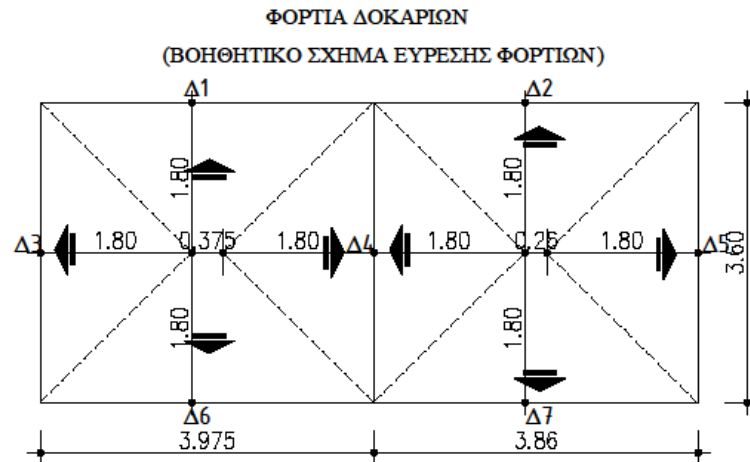
Μόνιμα: $g = 25 \cdot hf + 1 = 25 \cdot 0.18 + 1 = 5.50 \text{ KN/m}^2$

Κινητά: $q = 2.00 \text{ KN/m}^2$ (επειδή είδος κτιρίου ☹ κατοικία)

$P_{sd \max} = 1.35 \cdot g + 1.5 \cdot q = 1.35 \cdot 5.5 + 1.5 \cdot 2 = 10.425 \text{ KN/m}$

$P_{sd \min} = g = 5.50 \text{ KN/m}$

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΑΡΙΩΝ (ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ)



➤ ΟΡΟΦΟΥ

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ1/Δ6

$$\text{Ετραπεζίου} = \frac{(B+\beta) \cdot v}{2} = \frac{(3.975+0.375) \cdot 1.80}{2} = 3.975 \text{ m}^2$$

$$\text{Όπου: } \beta = \left(\frac{3.60}{2} + \frac{3.60}{2} \right) - 3.975 = 0.375 \text{ m}$$

$$v = \frac{3.60}{2} = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Μόνιμα φορτία: } = \frac{\text{Ετραπεζίου} \cdot g}{L} = \frac{3.915 \cdot 5.50}{3.975} = 5.42 \text{ KN/m}$$

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος δοκαριού}) \cdot (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$G_{ολ} = 5.42 + 3.44 = 8.86 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο: } Q_{ολ} = \frac{\text{Ετραπεζίου} \cdot q}{L} = \frac{3.915 \cdot 2.00}{3.975} = 1.97 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ2/Δ7

$$\text{Ετραπεζίου} = \frac{(B+\beta)*v}{2} = \frac{(3.86+0.26)*1.80}{2} = 3.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Όπου: } \beta = \left(\frac{3.60}{2} + \frac{3.60}{2} \right) - 3.86 = 0.26 \text{ m}$$

$$v = \frac{3.60}{2} = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Μόνιμα φορτία: } = \frac{\text{Ετραπεζίου} * g}{L} = \frac{3.70 * 5.50}{3.86} = 5.27 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Γολ} = 5.27 + 3.44 = 8.71 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο : } Q_{\text{ολ}} = \frac{\text{Ετραπεζίου} * q}{L} = \frac{3.70 * 2.00}{3.86} = 1.92 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ3/Δ5

$$\text{Ετριγώνου} = \frac{B*v}{2} = \frac{3.60*3.60}{2} = 3.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Μόνιμα φορτία: } = \frac{\text{Ετριγώνου} * g}{L} = \frac{3.24 * 5.50}{3.60} = 4.95 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Γολ} = 4.95 + 3.44 = 8.39 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο : } Q_{\text{ολ}} = \frac{\text{Ετριγώνου} * q}{L} = \frac{3.24 * 2.00}{3.60} = 1.80 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ4

$$\text{Ετριγώνου} = \frac{B*v}{2} = \frac{3.60*3.60}{2} = 3.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Μόνιμα φορτία: } = \frac{\text{Ετριγώνου} * g}{L} * 2 = \frac{3.24 * 5.50}{3.60} * 2 = 9.90 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Γολ} = 9.90 + 3.44 = 13.34 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο : } Q_{\text{ολ}} = \frac{\text{Ετριγώνου} * q}{L} * 2 = \frac{3.24 * 2.00}{3.60} * 2 = 3.60 \text{ KN/m}$$

➤ **ΙΣΟΓΕΙΟΥ**

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ1/Δ6

Μόνιμα φορτία:

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία: } 3.60 * 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Από πλάκα: } 5.42 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} = 3.44 + 10.80 + 5.42 = 19.66 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\text{Από πλάκα: } 1.97 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = 1.97 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ2/Δ7

Μόνιμα φορτία:

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία: } 3.60 * 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Από πλάκα: } 5.27 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} = 3.44 + 10.80 + 5.27 = 19.51 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\text{Από πλάκα: } 1.92 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = 1.92 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙΑ Δ3/Δ5

Μόνιμα φορτία:

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαριού}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία: } 3.60 * 3.00 = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Από πλάκα: } 4.95 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} = 3.44 + 10.80 + 4.95 = 19.19 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\text{Από πλάκα: } 1.80 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = 1.80 \text{ KN/m}$$

ΔΟΚΑΡΙ Δ4

Μόνιμα φορτία:

$$IB = 25 * (\text{πλάτος δοκαριού}) * (\text{ύψος δοκαρίου}) = 25 * 0.25 * 0.55 = 3.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία: } 2.10 * 3.00 = 6.30 \text{ KN/m}$$

$$\text{Από πλάκα: } 9.90 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολ}} = 3.44 + 6.30 + 9.90 = 19.64 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\text{Από πλάκα: } 3.60 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}} = 3.60 \text{ KN/m}$$

ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ (ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ)

Παρατήρηση: Υπολογίζω πρώτα τα υποστυλώματα ορόφου και έπειτα του ισογείου

➤ **ΟΡΟΦΟΥ** (ίδιο βάρος και φορτία)

ΚΟΛΩΝΑ Κ1

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{G \cdot L\Delta 3}{2} = \frac{8.86 \cdot 3.875}{2} + \frac{8.39 \cdot 3.40}{2} = 31.43 \text{ KN/m}$$

$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$

$$G_{ολΚ1} = 31.43 + 15.19 = 46.62 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{Q \cdot L\Delta 3}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολΚ1} = 6.88 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ2

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{G \cdot L\Delta 2}{2} + \frac{G \cdot L\Delta 4}{2} = \frac{8.86 \cdot 3.875}{2} + \frac{8.71 \cdot 3.76}{2} + \frac{13.34 \cdot 3.35}{2} = 55.89$$

KN/m

$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.50 \cdot 0.60 \cdot 3.00 = 22.50 \text{ KN/m}$

$$G_{ολΚ2} = 55.89 + 22.50 = 78.39 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{Q \cdot L\Delta 2}{2} + \frac{Q \cdot L\Delta 4}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{3.60 \cdot 3.35}{2} = 13.46$$

KN/m

$$Q_{ολΚ2} = 13.46 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ3

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 5}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 2}}{2} = \frac{8.39 \cdot 3.40}{2} + \frac{8.71 \cdot 3.76}{2} = 30.64 \text{ KN/m}$$

$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$

$$G_{ολ\kappa 3} = 30.64 + 15.19 = 45.83 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L_{\Delta 5}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 2}}{2} = \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} = 6.70 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολ\kappa 3} = 6.70 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ4

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 6}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 3}}{2} = \frac{8.86 \cdot 3.875}{2} + \frac{8.39 \cdot 3.40}{2} = 31.43 \text{ KN/m}$$

$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$

$$G_{ολ\kappa 4} = 31.43 + 15.19 = 46.62 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L_{\Delta 6}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 3}}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ολ\kappa 4} = 6.88 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ5

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L \Delta 6}{2} + \frac{G \cdot L \Delta 7}{2} + \frac{G \cdot L \Delta 4}{2} = \frac{8.86 \cdot 3.875}{2} + \frac{8.71 \cdot 3.76}{2} + \frac{13.34 \cdot 3.35}{2} = 55.89$$

KN/m

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.50 \cdot 0.60 \cdot 3.00 = 22.50 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολκ5}} = 55.89 + 22.50 = 78.39 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L \Delta 6}{2} + \frac{Q \cdot L \Delta 7}{2} + \frac{Q \cdot L \Delta 4}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{3.60 \cdot 3.35}{2} = 13.46$$

KN/m

$$Q_{\text{ολκ5}} = 13.46 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ6

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L \Delta 5}{2} + \frac{G \cdot L \Delta 7}{2} = \frac{8.39 \cdot 3.40}{2} + \frac{8.71 \cdot 3.76}{2} = 30.64 \text{ KN/m}$$

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολκ6}} = 30.64 + 15.19 = 45.83 \text{ KN/m}$$

$$\text{Κινητό φορτίο: } \frac{Q \cdot L \Delta 5}{2} + \frac{Q \cdot L \Delta 7}{2} = \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} = 6.70 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολκ6}} = 6.70 \text{ KN/m}$$

- **ΙΣΟΓΕΙΟΥ** (ίδιο βάρος και φορτία από δοκάρια ισογείου και φορτία από υποστυλώματα ορόφου)

ΚΟΛΩΝΑ Κ1

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{G \cdot L\Delta 3}{2} = \frac{19.66 \cdot 3.875}{2} + \frac{19.19 \cdot 3.40}{2} = 70.71 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$$

$$\text{ΟΡΟΦΟΥ: } G_{\text{ολΚ1}} = 46.62 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολΚ1}} = 70.71 + 15.19 + 46.62 = 132.52 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{Q \cdot L\Delta 3}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολΚ1}} = 6.88 \cdot 2 = 13.76 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ2

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{G \cdot L\Delta 2}{2} + \frac{G \cdot L\Delta 4}{2} = \frac{19.66 \cdot 3.875}{2} + \frac{19.51 \cdot 3.76}{2} + \frac{19.64 \cdot 3.35}{2} = 107.67 \text{ KN/m}$$

$$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.50 \cdot 0.60 \cdot 3.00 = 22.50 \text{ KN/m}$$

$$\text{ΟΡΟΦΟΥ: } G_{\text{ολΚ2}} = 78.39 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολΚ2}} = 107.67 + 22.50 + 78.39 = 208.56 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L\Delta 1}{2} + \frac{Q \cdot L\Delta 2}{2} + \frac{Q \cdot L\Delta 4}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{3.60 \cdot 3.35}{2} = 13.46 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολΚ2}} = 13.46 \cdot 2 = 26.92 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ3

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 2}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 5}}{2} = \frac{19.51 \cdot 3.76}{2} + \frac{19.19 \cdot 3.40}{2} = 69.30 \text{ KN/m}$$

$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$

ΟΡΟΦΟΥ: $G_{\text{ολ}_3} = 45.83 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{ολ}_3} = 69.30 + 15.19 + 45.83 = 130.32 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L_{\Delta 2}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 5}}{2} = \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}_3} = 6.67 \cdot 2 = 13.34 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ4

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L_{\Delta 6}}{2} + \frac{G \cdot L_{\Delta 3}}{2} = \frac{19.66 \cdot 3.875}{2} + \frac{19.19 \cdot 3.40}{2} = 70.71 \text{ KN/m}$$

$IB = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$

ΟΡΟΦΟΥ: $G_{\text{ολ}_4} = 46.62 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{ολ}_4} = 70.71 + 15.19 + 46.62 = 132.52 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L_{\Delta 6}}{2} + \frac{Q \cdot L_{\Delta 3}}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολ}_4} = 6.88 \cdot 2 = 13.76 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ5

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L \Delta 6}{2} + \frac{G \cdot L \Delta 7}{2} + \frac{G \cdot L \Delta 4}{2} = \frac{19.66 \cdot 3.875}{2} + \frac{19.51 \cdot 3.76}{2} + \frac{19.64 \cdot 3.35}{2} = 107.67 \text{ KN/m}$$

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.50 \cdot 0.60 \cdot 3.00 = 22.50 \text{ KN/m}$$

$$\text{ΟΡΟΦΟΥ: } G_{\text{ολκ5}} = 78.39 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολκ5}} = 107.67 + 22.50 + 78.39 = 208.56 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L \Delta 6}{2} + \frac{Q \cdot L \Delta 7}{2} + \frac{Q \cdot L \Delta 4}{2} = \frac{1.97 \cdot 3.875}{2} + \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{3.60 \cdot 3.35}{2} = 13.46 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολκ5}} = 13.46 \cdot 2 = 26.92 \text{ KN/m}$$

ΚΟΛΩΝΑ Κ6

Μόνιμα φορτία:

$$\frac{G \cdot L \Delta 7}{2} + \frac{G \cdot L \Delta 5}{2} = \frac{19.51 \cdot 3.76}{2} + \frac{19.19 \cdot 3.40}{2} = 69.30 \text{ KN/m}$$

$$I_B = 25 \cdot (\text{πλάτος κολώνας}) \cdot (\text{μήκος κολώνας}) \cdot (\text{ύψος κολώνας}) = 25 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.00 = 15.19 \text{ KN/m}$$

$$\text{ΟΡΟΦΟΥ: } G_{\text{ολκ6}} = 45.83 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{ολκ6}} = 69.30 + 15.19 + 45.83 = 130.32 \text{ KN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$\frac{Q \cdot L \Delta 7}{2} + \frac{Q \cdot L \Delta 5}{2} = \frac{1.92 \cdot 3.76}{2} + \frac{1.80 \cdot 3.40}{2} = 6.67 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ολκ6}} = 6.67 \cdot 2 = 13.34 \text{ KN/m}$$

ΜΑΖΑ ΟΡΟΦΟΥ – ΜΑΖΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ- ΜΑΖΑ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

$$m_{\text{ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{2*46.62+2*45.83+2*78.39+0.3*2*6.88+0.3*2*6.70+0.3*2*13.46}{g} \Rightarrow$$

$$m_{\text{ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{93.24+91.66+156.78+4.128+4.02+8.076}{g} \Rightarrow$$

$$m_{\text{ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{357.90}{g} \text{ Kgr}$$

$$m_{\text{ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{2*132.52+2*130.32+2*208.56+0.3*2*13.76+0.3*2*13.34+0.3*2*26.92}{g} \Rightarrow$$

$$m_{\text{ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{265.04+260.64+417.12+8.268+8.004+16.152}{g} \Rightarrow$$

$$m_{\text{ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{957.20}{g} \text{ Kgr}$$

➤ Η καθαρή μάζα του ορόφου όπως προέκυψε είναι: $m_{\text{ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{357.90}{g} \text{ Kgr}$

➤ Η καθαρή μάζα του ισογείου είναι: $m_{\text{ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{957.20}{g} - \frac{357.90}{g} = \frac{599.30}{g}$

Kgr

➤ Η συνολική μάζα της κατασκευής είναι: $m_{\text{ΟΛΙΚΟ}} = \frac{957.20}{g} \text{ Kgr}$

ΕΥΡΕΣΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ

Παρατήρηση: Βρίσκουμε την τέμνουσα βάσης F_{0x} και F_{0y} αφού πρώτα υπολογίσουμε την ιδιοσυχνότητα κατά x και κατά y και πάμε στον αντίστοιχο τύπο από θεωρία .

Το έδαφος είναι κατηγορίας **B** και οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φάσματος σχεδιασμού από πίνακα (δοδομένο) είναι:

$$\left. \begin{array}{l} S=1.15\text{sec} \\ T_{B(S)}=0.20\text{sec} \\ T_{C(S)}=0.60\text{sec} \\ T_{D(S)}=2.50\text{sec} \end{array} \right\}$$

$$\text{Άρα , } T = C_t \cdot H^{3/4} \Leftrightarrow T = 0.075 \cdot 6^{3/4} \Leftrightarrow T = 0.29 \text{ sec}$$

Όπου:

C_t = σταθερά που εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής και είναι 0.075 για πλαίσια σκυροδέματος

H = συνολικό ύψος κτιρίου

Επειδή, η ιδιοπερίοδος κατά x και y της κατασκευής βρίσκεται εντός των τιμών

$T_B \leq T \leq T_C \Leftrightarrow 0.20 \leq 0.29 \leq 0.60$ η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού δίνεται από τη σχέση :

$$S_d(T_x) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q} \quad (\text{κατά τη } x \text{ διεύθυνση}) \quad \text{και} \quad S_d(T_y) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q} \\ (\text{κατά την } y \text{ διεύθυνση})$$

Όπου: $a_g = 0.16 \cdot g$ ($\alpha=0.16$ γιατί έχουμε περιοχή περιβάλλοντος I δεδομένο από την άσκηση)

$q=3.50$ (για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν πλαίσια και τοιχώματα)

$S_d(T) =$ φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

$$\text{Άρα, } S_d(T_x) = 0.16 \cdot g \cdot 1.15 \cdot \frac{2.50}{3.50} = 0.13 \cdot g$$

$$S_d(T_y) = 0.16 \cdot g \cdot 1.15 \cdot \frac{2.50}{3.50} = 0.13 \cdot g$$

Συνεπώς, $S_d(T_x) = S_d(T_y)$

$$F_{bx} = S_d(T_x) * m * \lambda = 0.16 * g * \frac{957.20}{g} * 0.85 = 105.77 \text{ KN}$$

$$F_{by} = S_d(T_y) * m * \lambda = 0.16 * g * \frac{957.20}{g} * 0.85 = 105.77 \text{ KN}$$

Όπου: λ = συντελεστή διόρθωσης με τιμή $\lambda=0.85$ καθώς $T \leq T_c$

m = μάζα της κατασκευής

$S_d(T)$ = φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

$$\text{Γενικός τύπος: } F_i = F_b * \frac{m_i * y_i}{\sum m_i * y_i}$$

Γνωρίζουμε από προηγούμενο ερώτημα ότι:

$$m_1 = \frac{957.20}{g} - \frac{357.90}{g} = \frac{599.30}{g}$$

$$m_2 = \frac{357.90}{g}$$

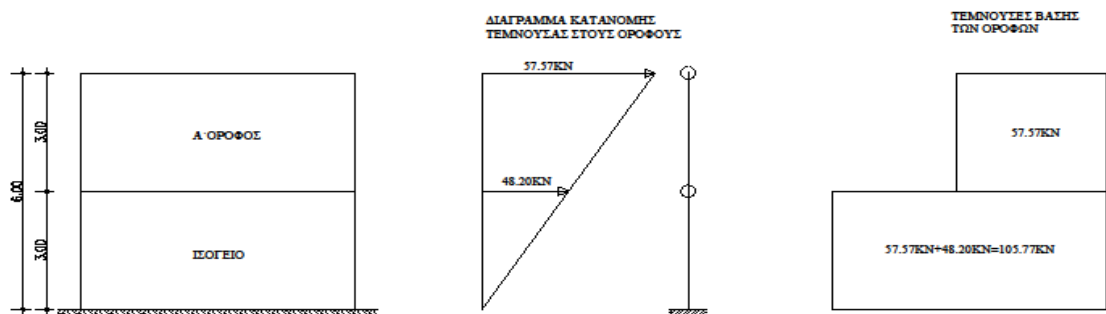
Συνεπώς,

$$F_1 = F_{bx} * \frac{m_1 * y_1}{m_1 * y_1 + m_2 * y_2} = 105.77 * \frac{\frac{599.30}{g} * 3.00}{\frac{599.30}{g} * 3.00 + \frac{357.90}{g} * 6.00} =$$

$$105.77 * \frac{1797.90}{3945.30} = 48.20 \text{ KN}$$

$$F_2 = F_{by} * \frac{m_2 * y_2}{m_1 * y_1 + m_2 * y_2} = 105.77 * \frac{\frac{357.90}{g} * 6.00}{\frac{599.30}{g} * 3.00 + \frac{357.90}{g} * 6.00} =$$

$$105.77 * \frac{2147.4}{3945.30} = 57.57 \text{ KN}$$



Βοηθητικός πίνακας εύρεσης P(KN)				
A/A		G (KN/m) Μόνιμα Φορτία	Q (KN/m) Κινητά Φορτία	P=G+0.30*Q (KN/m)
K ₁	ΙΣΟΓΕΙΟΥ	132.52	13.78	136.654
K ₂		208.56	26.92	216.636
K ₃		130.32	13.34	134.322
K ₄		132.52	13.78	136.654
K ₅		208.56	26.92	216.636
K ₆		130.32	13.34	134.322
K ₁	ΟΡΟΦΟΥ	31.43	6.88	33.494
K ₂		55.89	13.46	59.928
K ₃		30.64	6.70	32.650
K ₄		31.43	6.88	33.494
K ₅		55.89	13.46	59.928
K ₆		30.64	6.70	32.650

ΕΥΡΕΣΗ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ (Κ.Β) ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

A/A	ΟΡΟΦΟΥ	Xi	Yi	Pi	Xi*Pi	Yi*Pi
K ₁		0.225	(3.85-0.225) 3.625	33.494	7.54	121.42
K ₂		(3.85+0.250) 4.10	(3.85-0.300) 3.550	59.928	245.70	212.74
K ₃		(3.85- 0.225+4.235) 7.860	(3.85-0.225) 3.625	32.650	256.63	118.36
K ₄		0.225	0.225	33.494	7.54	7.54
K ₅		(3.85+0.250) 4.10	0.300	59.928	245.70	17.98
K ₆		(3.85- 0.225+4.235) 7.860	0.225	32.650	256.63	7.35
Σύνολο				252.144	1019.74	485.39

$$X_{G \text{ ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{\sum Xi \cdot Pi}{\sum Pi} = \frac{1019.74}{252.144} = 4.044\text{m}$$

$$Y_{G \text{ ΟΡΟΦΟΥ}} = \frac{\sum Yi \cdot Pi}{\sum Pi} = \frac{485.39}{252.144} = 1.925\text{m}$$

A/A	ΙΣΟΓΕΙΟΥ	Xi	Yi	Pi	Xi*Pi	Yi*Pi
K ₁		0.225	(3.85-0.225) 3.625	136.654	30.747	495.371
K ₂		(3.85+0.250) 4.10	(3.85-0.300) 3.550	216.636	888.208	769.058
K ₃		(3.85- 0.225+4.235) 7.860	(3.85-0.225) 3.625	134.322	1055.771	486.917
K ₄		0.225	0.225	136.654	30.747	495.371
K ₅		(3.85+0.250) 4.10	0.300	216.636	888.208	769.058
K ₆		(3.85- 0.225+4.235) 7.860	0.225	134.322	1055.771	486.917
Σύνολο				917.224	3949.452	1877.306

$$X_{G \text{ ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{\sum Xi \cdot Pi}{\sum Pi} = \frac{3949.452}{975.224} = 4.050\text{m}$$

$$Y_{G \text{ ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = \frac{\sum Yi \cdot Pi}{\sum Pi} = \frac{1877.306}{975.224} = 1.925\text{m}$$

ΕΥΡΕΣΗ ΚΕΝΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΡΟΦΗΣ (Κ.Ε.Σ)

Επειδή οι κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 είναι τετραγωνικής μορφής είναι ίδιες και κατά τη X διεύθυνση και κατά την Y διεύθυνση και ισούνται με:

$$I_X = I_Y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0.45^4}{12} = 3.42 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Επομένως και ο δείκτης ακαμψίας κατά τις X, Y διευθύνσεις είναι ίδιος για τις κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 και ισούνται με:

$$K_X = K_Y = 12 \cdot \frac{E_c \cdot I}{h^3} = 12 \cdot \frac{28.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 3.42 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}{3^3 \text{ m}^3} = 42.56 \text{ MN/m}$$

Επιπλέον, οι κολώνες K_2, K_5 δεν είναι τετραγωνικής μορφής δεν είναι ίδιες κατά X, Y διευθύνσεις και ισούνται με :

$$I_X = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.50 \cdot 0.60^3}{12} = 9.00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_Y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0.60 \cdot 0.50^3}{12} = 6.25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Επομένως και ο δείκτης ακαμψίας κατά τις X, Y διευθύνσεις δεν είναι ίδιος για τις κολώνες K_2, K_5 και ισούνται με:

$$K_X = 12 \cdot \frac{E_c \cdot I_X}{h^3} = 12 \cdot \frac{28.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 9.00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}{3^3 \text{ m}^3} = 112.00 \text{ MN/m}$$

$$K_Y = 12 \cdot \frac{E_c \cdot I_Y}{h^3} = 12 \cdot \frac{28.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 6.25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}{3^3 \text{ m}^3} = 77.78 \text{ MN/m}$$

A/A	X_i	Y_i	K_{ix}	K_{iy}	$X_i \cdot K_{ix}$	$Y_i \cdot K_{iy}$
K_1	0.225	3.625	42.56	42.56	9.576	154.280
K_2	4.10	3.550	112.00	77.78	318.898	397.600
K_3	7.860	3.625	42.56	42.56	334.522	154.280
K_4	0.225	0.225	42.56	42.56	9.576	9.576
K_5	4.10	0.300	112.00	77.78	318.898	33.600
K_6	7.860	0.225	42.56	42.56	334.522	9.576
ΣΥΝΟΛΟ			394.24	325.80	1325.99	758.912

$$X_E = \frac{\sum X_i \cdot K_{iy}}{\sum K_{iy}} = \frac{1325.992}{325.80} = 4.07 \text{ m}$$

$$Y_E = \frac{\sum X_i \cdot K_{ix}}{\sum K_{ix}} = \frac{758.912}{394.24} = 1.925 \text{ m}$$

ΕΥΡΕΣΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑΣ

Η εκκεντρότητα δίνεται από τον τύπο: $e = \sqrt{lx^2 + ly^2}$ (σχέση 1)

$$e_X^{ΟΡΟΦΟΥ} = |X_G^{ΟΡΟΦΟΥ} + X_E| = |4.044 - 4.070| = 0.026\text{m}$$

$$e_Y^{ΟΡΟΦΟΥ} = |Y_G^{ΟΡΟΦΟΥ} + Y_E| = |1.925 - 1.925| = 0.000\text{m}$$

$$e_X^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = |X_G^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} + X_E| = |4.050 - 4.070| = 0.02\text{m}$$

$$e_Y^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = |Y_G^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} + Y_E| = |1.925 - 1.925| = 0.000\text{m}$$

Άρα η (σχέση 1) γίνεται:

$$e^{ΟΡΟΦΟΥ} = \sqrt{0.026^2 + 0^2} = 0.026\text{m}$$

$$e^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = \sqrt{0.02^2 + 0^2} = 0.02\text{m}$$

Και οι δύο ανωτέρω τιμές είναι αποδεκτές καθώς από θεωρία ισχύει ότι $e \leq 0.50\text{m}$

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΣΤΑ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΑ ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

- K_1, K_3, K_4, K_6 υποστυλώματα τετραγωνικής μορφής και διαστάσεων 45/45
 $K_X = 42.56 \text{ MN/m}$
 $K_Y = 42.56 \text{ MN/m}$
- K_2, K_5 υποστυλώματα ορθογωνικής μορφής και διαστάσεων 50/60
 $K_X = 112.00 \text{ MN/m}$
 $K_Y = 77.78 \text{ MN/m}$
- Συνεπώς:
 $\Sigma K_{X0\Lambda} = 4 \cdot 42.56 + 2 \cdot 112.00 = 394.24 \text{ MN/m}$
 $\Sigma K_{Y0\Lambda} = 4 \cdot 42.56 + 2 \cdot 77.78 = 325.80 \text{ MN/m}$
- K_1, K_3, K_4, K_6
 $F_{EX} = Fb \cdot \frac{K_X}{\Sigma K_X} = 105.77 \cdot \frac{42.56}{394.24} = 11.418 \text{ KN}$
 $F_{EY} = Fb \cdot \frac{K_Y}{\Sigma K_Y} = 105.77 \cdot \frac{42.56}{325.80} = 13.817 \text{ KN}$
- $K_2, K_5,$
 $F_{EX} = Fb \cdot \frac{K_X}{\Sigma K_X} = 105.77 \cdot \frac{112.00}{394.24} = 30.048 \text{ KN}$
 $F_{EY} = Fb \cdot \frac{K_Y}{\Sigma K_Y} = 105.77 \cdot \frac{77.78}{325.80} = 25.251 \text{ KN}$

ΔΥΝΑΜΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ

- K_1, K_3, K_4, K_6
 $F_X^E = F_{EX} + 0.30 * F_{EY} = 11.418 + 0.30 * 13.817 = 15.563 \text{ KN}$
 $F_Y^E = F_{EY} + 0.30 * F_{EX} = 13.817 + 0.30 * 11.418 = 17.242 \text{ KN}$
- K_2, K_5
 $F_X^E = F_{EX} + 0.30 * F_{EY} = 30.048 + 0.30 * 25.251 = 37.623 \text{ KN}$
 $F_Y^E = F_{EY} + 0.30 * F_{EX} = 25.251 + 0.30 * 30.048 = 34.265 \text{ KN}$

ΑΝΑΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΟΠΟΥ ΕΧΩ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

- [3] Κατά τη διεύθυνση y η εκκεντρότητα είναι μηδέν ($e_y = 0.00$) επομένως δεν χρειάζεται διόρθωση.
 Η εκκεντρότητα όμως κατά τη διεύθυνση x είναι ($e_x = 0.02$) επομένως πρέπει να γίνει διόρθωση τέμνουσας. Συνεπώς έχουμε:

$$e_x^{TEA} = e_x \pm e_y = 0.02 \pm [0.05 * (3.85 + 4.235)] = 0.02 \pm 0.05 * 8.085 = \begin{cases} 0.424\text{m} \\ 0.384\text{m} \end{cases}$$

Επιλέγουμε τη τιμή της εκκεντρότητας που είναι μεγαλύτερη κατά απόλυτη τιμή δηλαδή $e_x^{TEA} = 0.424$.

[4]

ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ (I_x ΚΑΙ I_y)								
A/A	K_{Xi}/E	K_{Yi}/E	X_i	y_i	X_i^2	Y_i^2	K_{Xi}/E^* X_i^2	K_{Yi}/E^* Y_i^2
K_1	42.56	42.56	0.22 5	3.625	0.05	13.14	559.24	2.128
K_2	112.00	77.78	4.10	3.55	16.81	12.60	1411.20	1307.48
K_3	42.56	42.56	7.86	3.625	61.78	13.14	559.24	2629.36
K_4	42.56	42.56	0.22 5	0.225	0.05	0.05	2.128	2.128
K_5	112.00	77.78	4.10	0.30	16.81	0.09	10.08	1307.48
K_6	42.56	42.56	7.86	0.225	61.78	0.05	2.128	2629.36
ΣΥΝΟΛΟ	394.24	325.80					2544.02	7877.94

*Όπου $E =$ μέτρο ελαστικότητας μπορούμε να το συνυπολογίσουμε στον ανωτέρω πίνακα μπορεί όμως και όχι όπως στη δικιά μας περίπτωση.

$$I_x = \Sigma(K_x y_i^2) - (\Sigma K_x) * y_E^2 = 2544.02 - (394.24) * 1.925^2 = 1083.11 \text{ m}^4$$

$$I_y = \Sigma(K_y x_i^2) - (\Sigma K_y) * x_E^2 = 7877.94 - (325.80) * 4.070^2 = 2481.10 \text{ m}^4$$

$$I_x + I_y = 1083.11 + 2481.10 = 3564.21 \text{ m}^4$$

Το κέντρο ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ) της τυχηματικής εκκεντρότητας έχει μετατοπιστεί κατά τη διεύθυνση x προς τα δεξιά επομένως έχει απομακρυνθεί η δύναμη V_{Oy} (τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση y) από τη κολώνα K_1 και K_4 . Άρα για τη διόρθωση της τέμνουσας για τις κολώνες K_2, K_3, K_5, K_6 δίνεται από ένα συντελεστή με τύπο:

$$\alpha_{xi} = 1 + \frac{\Sigma(K_{xi} * e_x * x_i)}{I_x + I_y} \text{ όπου } e_x = \text{συνολική εκκεντρότητα μαζί με τη τυχηματική εκκεντρότητα δηλαδή}$$

$$e_x^{TEA} = 0.424 \text{ m}$$

Συνοπώς έχουμε:

A/A		K_{xi}/E	e_x	$ y_i - y_E $	$I_x + I_y$	$\alpha_{xi} = \frac{\Sigma(K_{xi} * e_x * x_i)}{I_x + I_y} + 1$	$F_{yi} = \frac{K_y}{\Sigma K_y} * F_b$	$F_{yi} * \alpha_{xi}$
K_1	+	42.56	0.424	$(3.625 - 1.925)$ 1.700	3564.21	1.009	13.817	13.941
K_2	+	112.00	0.424	$(3.55 - 1.925)$ 1.625	3564.21	1.022	25.251	25.806
K_3	-	42.56	0.424	$(3.625 - 1.925)$ 1.700	3564.21	0.991	13.817	13.693
K_4	+	42.56	0.424	$(0.225 - 1.925)$ 1.700	3564.21	1.009	13.817	13.941
K_5	+	112.00	0.424	$(0.300 - 1.925)$ 1.625	3564.21	1.022	25.251	25.806
K_6	-	42.56	0.424	$(0.225 - 1.925)$ 1.700	3564.21	0.991	13.817	13.693
ΣΥΝ ΟΛΟ		394.24		10.05				

☞ Όπου E = μέτρο ελαστικότητας μπορούμε να το συνυπολογίσουμε στον ανωτέρω πίνακα μπορεί όμως και όχι όπως στη δικιά μας περίπτωση.

ΕΥΡΕΣΗ ΡΟΠΩΝ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ

Η ροπή που παίρνει η εκάστοτε κολώνα εξαιτίας του σεισμού είναι:

- K_1, K_3, K_4, K_6

$$(x-x) \quad M_E^O = M_E^U = V_X^E * \frac{H}{2} = 11.418 * \frac{3}{2} = 17.137 \text{ KNm}$$

$$(y-y) \quad M_E^O = M_E^U = V_Y^E * \frac{H}{2} = 13.817 * \frac{3}{2} = 20.725 \text{ KNm}$$

- K_2, K_5

$$(x-x) \quad M_E^O = M_E^U = V_X^E * \frac{H}{2} = 30.048 * \frac{3}{2} = 45.072 \text{ KNm}$$

$$(y-y) \quad M_E^O = M_E^U = V_Y^E * \frac{H}{2} = 25.251 * \frac{3}{2} = 37.876 \text{ KNm}$$

ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΙ ΟΡΟΦΟΥ

➤ **Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ**

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων K₁, K₂ ισογείου με προσθήκη σεισμικής ροπής (M_E)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = G + 0.3 * Q = G_{ΟΛΛΙ} + 0.30 * Q_{ΟΛΛΙ} = 19.66 + 0.30 * 1.92 = 20.24 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{\Delta 1}^2}{8} = \frac{20.24 * 3.875^2}{8} = 37.99 \text{ KNm (σχέση 2)}$$

$$M_i^R = \epsilon * M_{max} \text{ (σχέση 3)}$$

$$\text{Όπου } \epsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 4)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 5)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 6)}$$

Άρα η (σχέση 4) από (σχέση 5) και (σχέση 6) γίνεται:

$$\epsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.875}} = 0.70 \text{ (σχέση 7)}$$

Άρα η (σχέση 3) από (σχέση 7) και (σχέση 2) γίνεται:

$$M_i^R = 0.70 * 37.99 = 26.593 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}} = 26.593 * \frac{\frac{341718.75}{3}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}} = 26.593 * 0.54 = 14.36 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{14.36}{2} = 7.18 \text{ KNm}$$

Οπλίζω την κολώνα με : $M_i^o \pm M^E = 14.36 \pm 17.051 = 31.411 \text{ KNm}$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = G + 0.3 * Q = G_{ΟΛΛΔ3} + 0.30 * Q_{ΟΛΛΔ3} = 19.19 + 0.30 * 1.80 = 24.59 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{Δ3}^2}{8} = \frac{24.59 * 3.40^2}{8} = 35.53 \text{ KNm (σχέση 8)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 9)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 10)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 11)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 12)}$$

Άρα η (σχέση 10) από (σχέση 11) και (σχέση 12) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.40}} = 0.67 \text{ (σχέση 13)}$$

Άρα η (σχέση 9) από (σχέση 13) και (σχέση 8) γίνεται:

$$M_i^R = 0.67 * 35.53 = 23.805 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}} = 23.805 * \frac{\frac{341718.75}{3}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}} = 23.805 * 0.54 = 12.855 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{12.85}{2} = 6.427 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με : } M_i^o \pm M^E = 12.855 \pm 20.631 = 33.486 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = G + 0.3 \cdot Q = G_{\text{ΟΛΛΔ4}} + 0.30 \cdot Q_{\text{ΟΛΛΔ4}} = 19.64 + 0.30 \cdot 3.60 = 20.72 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot l_{\Delta 4}^2}{8} = \frac{20.72 \cdot 3.35^2}{8} = 29.06 \text{ KNm (σχέση 14)}$$

$$M_i^R = \varepsilon \cdot M_{\max} \text{ (σχέση 15)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o + I_c^u}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_L}{I_L}}{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_c^u}{I_c^o + I_c^u}} \text{ (σχέση 16)}$$

$$I_L = \frac{25 \cdot 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 17)}$$

$$I_c^o = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{60 \cdot 50^3}{12} = 625000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 18)}$$

$$I_c^u = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 900000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 19)}$$

Άρα η (σχέση 16) από (σχέση 17) και (σχέση 18) και (σχέση 19) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{625000 + 900000}{3} + \frac{346614.60}{3.35}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5} + \frac{346614.60}{3.35}} = 0.82 \text{ (σχέση 20)}$$

Άρα η (σχέση 15) από (σχέση 20) και (σχέση 14) γίνεται:

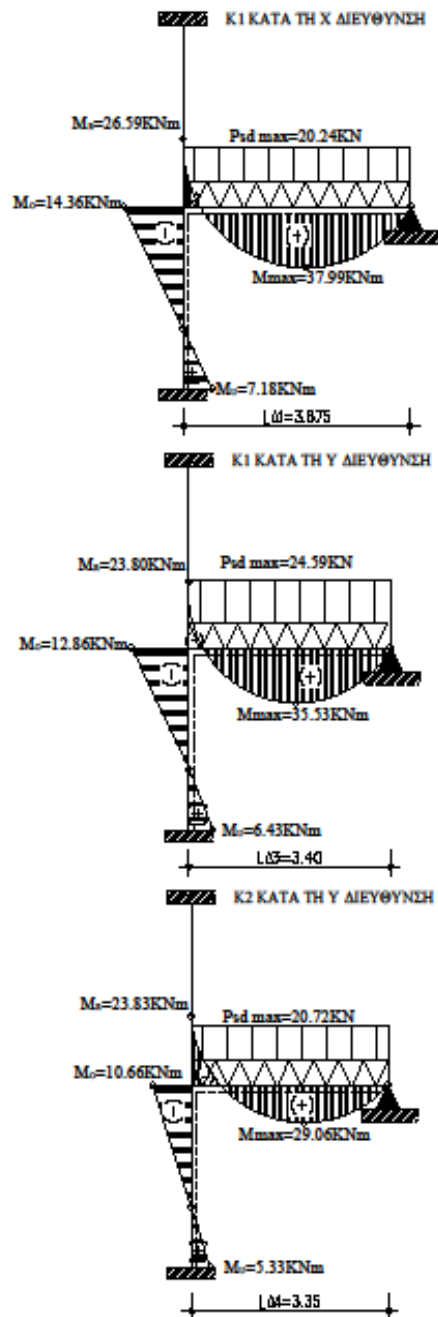
$$M_i^R = 0.82 \cdot 29.06 = 23.829 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R \cdot \frac{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u}}{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_c^u}{I_c^o + I_c^u}} = 23.829 \cdot \frac{\frac{625000}{3}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}} = 23.829 \cdot 0.45 = 10.655 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{10.665}{2} = 5.333 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με: } M_i^o \pm M^E = 10.665 \pm 37.704 = 48.369 \text{ KNm}$$

ΜΟΝΤΕΛΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ
Α' ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ



Β' ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων K₁, K₂ ισογείου χωρίς προσθήκη σεισμικής ροπής (M_E)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = 1.35G + 1.50*Q = 1.35G_{\text{ΟΛΛΔΙ}} + 1.50*Q_{\text{ΟΛΛΔΙ}} = 1.35*19.66 + 1.50*1.92 = 29.421 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} * l_{\Delta 1}^2}{8} = \frac{29.421 * 3.875^2}{8} = 55.222 \text{ KNm (σχέση 2)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{\max} \text{ (σχέση 3)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 4)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 5)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 6)}$$

Άρα η (σχέση 4) από (σχέση 5) και (σχέση 6) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.875}} = 0.70 \text{ (σχέση 7)}$$

Άρα η (σχέση 3) από (σχέση 7) και (σχέση 2) γίνεται:

$$M_i^R = 0.70 * 55.222 = 38.655 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}} = 38.655 * \frac{\frac{341718.75}{3}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}} = 38.655 * 0.54 = 20.874 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{20.874}{2} = 10.437 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = 1.35G + 1.50*Q = 1.35G_{O\Lambda\Lambda 3} + 1.50*Q_{O\Lambda\Lambda 3} = 1.35*19.19 + 1.50*1.80 = 28.607 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} * l_{\Delta 3}^2}{8} = \frac{20.607 * 3.40^2}{8} = 29.777 \text{ KNm (σχέση 8)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{\max} \text{ (σχέση 9)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 10)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 11)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 12)}$$

Άρα η (σχέση 10) από (σχέση 11) και (σχέση 12) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.40}} = 0.67 \text{ (σχέση 13)}$$

Άρα η (σχέση 9) από (σχέση 13) και (σχέση 8) γίνεται:

$$M_i^R = 0.67 * 29.777 = 19.951 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}} = 19.951 * \frac{\frac{341718.75}{3}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}} = 19.951 * 0.54 = 10.774 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{10.774}{2} = 5.387 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = 1.35G + 1.50*Q = G_{\text{ΟΛΛΔ4}} + 0.30*Q_{\text{ΟΛΛΔ4}} = 1.35*19.64 + 1.50*3.60 = 31.914 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} * l_{\Delta 4}^2}{8} = \frac{31.914 * 3.35^2}{8} = 44.769 \text{ KNm (σχέση 14)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{\max} \text{ (σχέση 15)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 16)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 17)}$$

$$I_c^o = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 50^3}{12} = 625000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 18)}$$

$$I_c^u = \frac{h * b^3}{12} = \frac{50 * 60^3}{12} = 900000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 19)}$$

Άρα η (σχέση 16) από (σχέση 17) και (σχέση 18) και (σχέση 19) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5} + \frac{346614.60}{3.35}} = 0.82 \text{ (σχέση 20)}$$

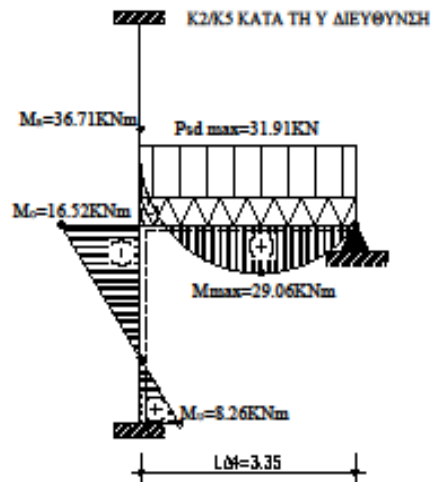
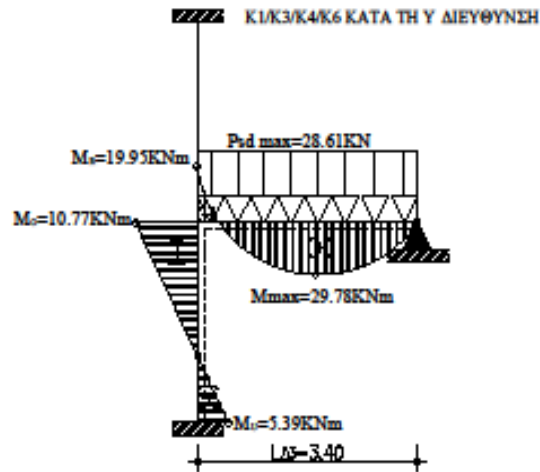
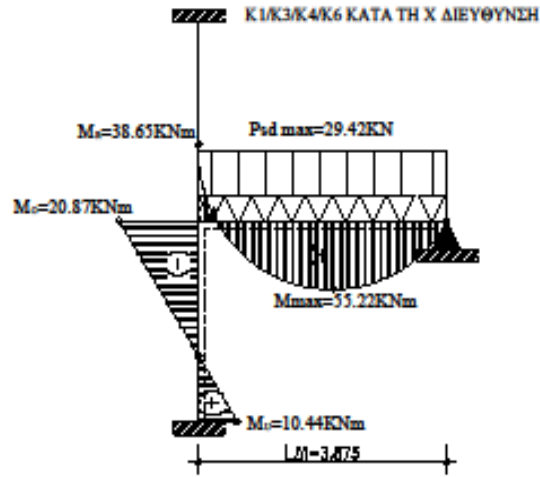
Άρα η (σχέση 15) από (σχέση 20) και (σχέση 14) γίνεται:

$$M_i^R = 0.82 * 44.769 = 36.711 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R * \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}} = 36.711 * \frac{\frac{625000}{3}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}} = 36.711 * 0.45 = 16.520 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{16.520}{2} = 8.26 \text{ KNm}$$

ΜΟΝΤΕΛΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΥΠΙΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ
Β' ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ



Σημείωση: Η επίλυση μοντέλων προσομοίωσης των υποστυλωμάτων K_3, K_4, K_6 κατά τη x και y διεύθυνση τους γίνεται ακριβώς κατά τον ίδιο τρόπο όπως η επίλυση του υποστυλώματος K_1 καθώς τα υποστυλώματα αυτά έχουν τις ίδιες διαστάσεις. Ομοίως και το υποστυλώμα K_5 που ακολουθεί τον ίδιο τρόπο επίλυσης του υποστυλώματος K_2 για τον ίδιο λόγο.

Συμπερασματικά,

- ❖ Για κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 κατά τη x διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α Περίπτωση ($M_i^o \pm M^E = 31.411 \text{ KNm}$) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β Περίπτωση ($M_i^o = 20.874 \text{ KNm}$) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^x = 31.411 \text{ KNm}$.
- ❖ Για κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 κατά τη y διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α Περίπτωση ($M_i^o \pm M^E = 33.486 \text{ KNm}$) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β Περίπτωση ($M_i^o = 10.774 \text{ KNm}$) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^y = 33.486 \text{ KNm}$.
- ❖ Για κολώνες K_2, K_5 , κατά τη y διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α Περίπτωση ($M_i^o \pm M^E = 48.369 \text{ KNm}$) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β Περίπτωση ($M_i^o = 16.520 \text{ KNm}$) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^y = 48.369 \text{ KNm}$.

➤ Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων K_1, K_2 ορόφου με προσθήκη σεισμικής ροπής (M_E)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K_1 ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = G + 0.3 * Q = G_{ΟΛΛΔ1} + 0.30 * Q_{ΟΛΛΔ1} = 8.86 + 0.30 * 1.97 = 9.451 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{Δ1}^2}{8} = \frac{9.451 * 3.875^2}{8} = 17.71 \text{ KNm (σχέση 21)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 22)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o + I_c^u}{l_c^o + l_c^u}}{\frac{I_c^o + I_c^u}{l_c^o + l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 23)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 24)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 25)}$$

Άρα η (σχέση 23) από (σχέση 24) και (σχέση 25) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.875}} = 0.70 \text{ (σχέση 26)}$$

Άρα η (σχέση 22) από (σχέση 26) και (σχέση 21) γίνεται:

$$M_i^R = 0.70 * 17.71 = 12.40 \text{ KNm}$$

$$M_i^R = M_i^o = 12.40 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{12.40}{2} = 6.20 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με : } M_i^o \pm M^E = 12.40 \pm 17.051 = 29.45 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = G + 0.3 * Q = G_{ΟΛΛΔ3} + 0.30 * Q_{ΟΛΛΔ3} = 8.39 + 0.30 * 1.80 = 8.93 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{Δ3}^2}{8} = \frac{8.93 * 3.40^2}{8} = 12.90 \text{ KNm (σχέση 27)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 28)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o + I_c^u}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_L}{l_L}}{\frac{I_c^o}{I_c^o + I_c^u} + \frac{I_c^u}{I_c^o + I_c^u}} \text{ (σχέση 29)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 30)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 31)}$$

Άρα η (σχέση 29) από (σχέση 30) και (σχέση 31) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.40}} = 0.67 \text{ (σχέση 32)}$$

Άρα η (σχέση 28) από (σχέση 27) και (σχέση 32) γίνεται:

$$M_i^R = 0.67 * 8.93 = 5.98 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 5.98 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{5.98}{2} = 2.99 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με: } M_i^o \pm M^E = 5.98 \pm 20.631 = 26.61 \text{ KNm}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = G + 0.3 \cdot Q = G_{\text{ΟΛΛ4}} + 0.30 \cdot Q_{\text{ΟΛΛ4}} = 13.34 + 0.30 \cdot 3.60 = 14.42 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot l_{\Delta 4}^2}{8} = \frac{14.42 \cdot 3.35^2}{8} = 20.23 \text{ KNm (σχέση 33)}$$

$$M_i^R = \varepsilon \cdot M_{\max} \text{ (σχέση 34)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 35)}$$

$$I_L = \frac{25 \cdot 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 36)}$$

$$I_c^o = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{60 \cdot 50^3}{12} = 625000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 37)}$$

$$I_c^u = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 900000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 38)}$$

Άρα η (σχέση 35) από (σχέση 36) και (σχέση 37) και (σχέση 38) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5} + \frac{346614.60}{3.35}} = 0.82 \text{ (σχέση 39)}$$

Άρα η (σχέση 34) από (σχέση 39) και (σχέση 33) γίνεται:

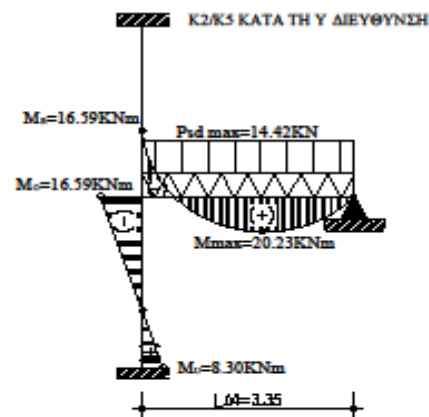
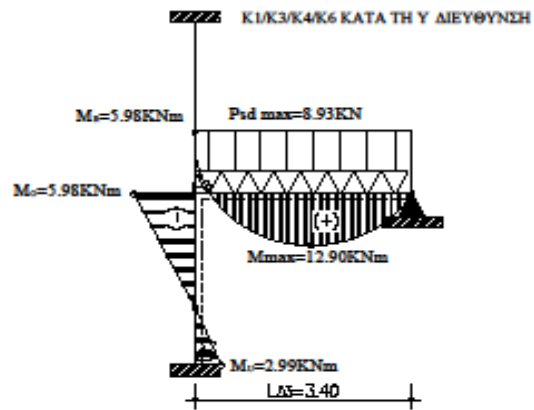
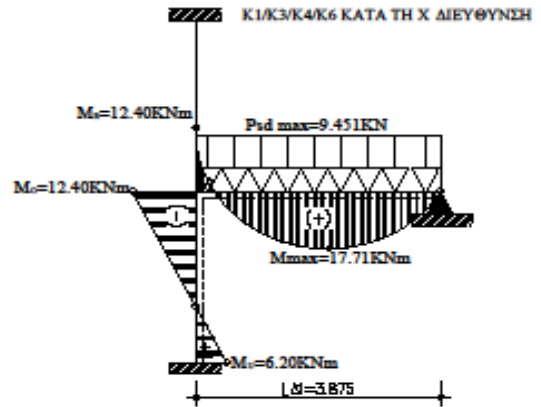
$$M_i^R = 0.82 \cdot 20.23 = 16.59 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 16.59 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{16.59}{2} = 8.30 \text{ KNm}$$

$$\text{Οπλίζω την κολώνα με: } M_i^o \pm M^E = 16.59 \pm 37.704 = 54.29 \text{ KNm}$$

ΜΟΝΤΕΛΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΟΡΟΦΟΥ ΜΕ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ
Α' ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ



➤ Β ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

Μοντέλα προσομοίωσης υποστυλωμάτων K_1, K_2 ισογείου χωρίς προσθήκη σεισμικής ροπής (M_E)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K_1 ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = 1.35G + 1.50*Q = 1.35G_{ΟΛΛΔΙ} + 1.50*Q_{ΟΛΛΔΙ} = 1.35*8.86 + 1.50*1.97 = 14.92 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{\Delta 1}^2}{8} = \frac{14.92 * 3.875^2}{8} = 28.004 \text{ KNm (σχέση 40)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 41)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 42)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 43)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 44)}$$

Άρα η (σχέση 42) από (σχέση 43) και (σχέση 44) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.875}} = 0.70 \text{ (σχέση 45)}$$

Άρα η (σχέση 41) από (σχέση 43) και (σχέση 44) γίνεται:

$$M_i^R = 0.70 * 28.004 = 19.60 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 19.60 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{19.60}{2} = 9.80 \text{ KNm}$$

Οπλίζω την κολώνα με : $M_i^o = M_i^R = 19.60 \text{ KNm}$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{\max} = 1.35G + 1.50*Q = 1.35G_{O\Lambda\Delta 3} + 1.50*Q_{O\Lambda\Delta 3} = 1.35*8.39 + 1.50*1.80 = 14.03 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_{\max} * l_{\Delta 3}^2}{8} = \frac{14.03 * 3.40^2}{8} = 20.27 \text{ KNm (σχέση 46)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{\max} \text{ (σχέση 47)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 48)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 49)}$$

$$I_c = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 50)}$$

Άρα η (σχέση 48) από (σχέση 49) και (σχέση 50) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5}}{\frac{341718.75}{3} + \frac{341718.75}{3.5} + \frac{346614.60}{3.40}} = 0.67 \text{ (σχέση 51)}$$

Άρα η (σχέση 47) από (σχέση 51) και (σχέση 46) γίνεται:

$$M_i^R = 0.67 * 20.27 = 13.59 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 13.59 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{13.59}{2} = 6.80 \text{ KNm}$$

Οπλίζω την κολώνα με : $M_i^o = M_i^R = 13.59 \text{ KNm}$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$P_{max} = 1.35G + 1.50*Q = G_{O\Lambda\Delta 4} + 0.30*Q_{O\Lambda\Delta 4} = 1.35*13.34 + 1.50*3.60 = 23.41 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = \frac{P_{max} * l_{\Delta 4}^2}{8} = \frac{23.41 * 3.35^2}{8} = 32.84 \text{ KNm (σχέση 51)}$$

$$M_i^R = \varepsilon * M_{max} \text{ (σχέση 52)}$$

$$\text{Όπου } \varepsilon = \frac{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u}}{\frac{I_c^o}{l_c^o} + \frac{I_c^u}{l_c^u} + \frac{I_L}{l_L}} \text{ (σχέση 53)}$$

$$I_L = \frac{25 * 55^3}{12} = 346614.60 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 54)}$$

$$I_c^o = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 50^3}{12} = 625000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 55)}$$

$$I_c^u = \frac{h * b^3}{12} = \frac{50 * 60^3}{12} = 900000 \text{ cm}^4 \text{ (σχέση 56)}$$

Άρα η (σχέση 53) από (σχέση 54) και (σχέση 55) και (σχέση 56) γίνεται:

$$\varepsilon = \frac{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5}}{\frac{625000}{3} + \frac{900000}{3.5} + \frac{346614.60}{3.35}} = 0.82 \text{ (σχέση 57)}$$

Άρα η (σχέση 52) από (σχέση 57) και (σχέση 51) γίνεται:

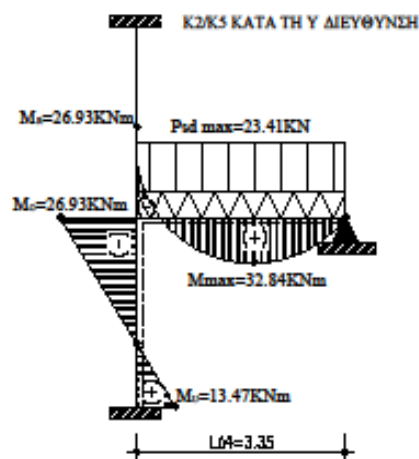
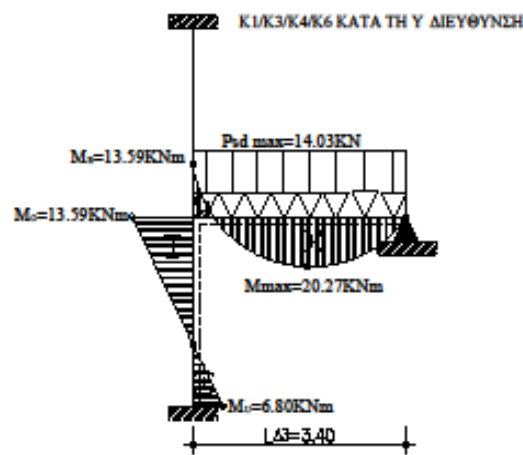
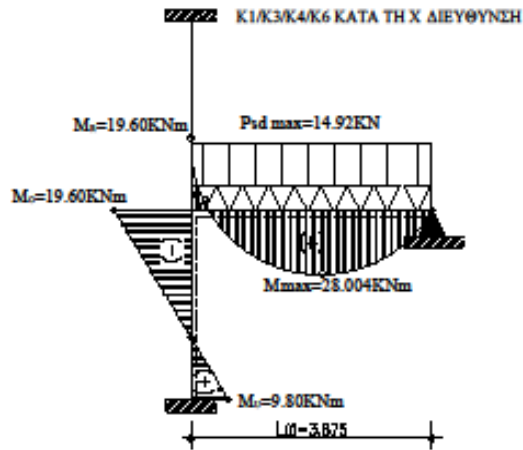
$$M_i^R = 0.82 * 32.84 = 26.93 \text{ KNm}$$

$$M_i^o = M_i^R = 26.93 \text{ KNm}$$

$$M_i^u = \frac{M_i^o}{2} = \frac{26.93}{2} = 13.47 \text{ KNm}$$

Οπλίζω την κολώνα με : $M_i^o = M_i^R = 26.93 \text{ KNm}$

ΜΟΝΤΕΛΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΥΠΕΤΩΝ ΟΡΟΦΟΥ ΧΩΡΙΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΕΙΣ
Β ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ



Σημείωση: Η επίλυση μοντέλων προσομοίωσης των υποστυλωμάτων K_3, K_4, K_6 κατά τη x και y διεύθυνση τους γίνεται ακριβώς κατά τον ίδιο τρόπο όπως η επίλυση του υποστυλώματος K_1 καθώς τα υποστυλώματα αυτά έχουν τις ίδιες διαστάσεις . Ομοίως και το υποστώλωμα K_5 που ακολουθεί τον ίδιο τρόπο επίλυσης του υποστυλώματος K_2 για τον ίδιο λόγο.

Συμπαιρασματικά,

- ❖ Για κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 κατά τη x διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α΄ Περίπτωση ($M_l^o \pm M^E = 29.45$ KNm) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β΄ Περίπτωση ($M_l^o = 19.60$ KNm) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^x = 29.45$ KNm.
- ❖ Για κολώνες K_1, K_3, K_4, K_6 κατά τη y διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α΄ Περίπτωση ($M_l^o \pm M^E = 26.61$ KNm) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β΄ Περίπτωση ($M_l^o = 13.59$ KNm) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^y = 26.61$ KNm.
- ❖ Για κολώνες K_2, K_5 , κατά τη y διεύθυνση η ροπή (μαζί με τη προσθήκη σεισμικής ροπής) από Α΄ Περίπτωση ($M_l^o \pm M^E = 54.29$ KNm) είναι μεγαλύτερη από τη ροπή στη Β΄ Περίπτωση ($M_l^o = 26.93$ KNm) επομένως για κάθε μία από αυτές τις κολώνες $M_{sd}^y = 54.29$ KNm.

Η τέμνουσα για τα υποστυλώματα από το εκάστοτε μοντέλο προσομοίωσης κατά περίπτωση δίνετε από τον τύπο:

$$F = \frac{|M_i^O| + |M_i^u|}{l_c}, \quad \text{όπου } l_c = \text{ύψος κολώνας}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$F_1 = \frac{|14.36| + |7.18|}{3.00} = 7.18 \text{ KN}$$

Στην ανωτέρω τέμνουσα προσθέτουμε την F_{EX}. Άρα:

$$F_{K1X} = F_1 + F_{EX} = 7.18 + 15.563 = 22.743 \text{ KN}$$

Β ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$V_2 = \frac{|20.874| + |10.437|}{3.00} = 10.407 \text{ KN}$$

Καταληκτικά, η Fsd με την οποία θα οπλίσω την κολώνα K_{1X} είναι η μεγαλύτερη τέμνουσα από τις δύο. Δηλαδή, Fsd_x = 22.743 KN

Το αξονικό φορτίο δίνετε από τον τύπο :

$$N_{sdx} = 1.35 G_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} + 1.50 Q_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = 1.35 * 132.52 + 1.50 * 13.78 = 199.572 \text{ KN}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ K₁ ΚΑΤΑ ΤΗ Y ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$F_1 = \frac{|10.655| + |5.333|}{3.00} = 5.333 \text{ KN}$$

Στην ανωτέρω τέμνουσα προσθέτουμε την F_{EY}. Άρα:

$$F_{K1Y} = F_1 + F_{EY} = 5.333 + 34.265 = 39.598 \text{ KN}$$

Β ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$F_2 = \frac{|16.520| + |8.26|}{3.00} = 8.26 \text{ KN}$$

Καταληκτικά, η Fsd με την οποία θα οπλίσω την κολώνα K_{1y} είναι η μεγαλύτερη τέμνουσα από τις δύο. Δηλαδή, Fsd_y = 39.598 KN

Το αξονικό φορτίο δίνετε από τον τύπο :

$$N_{sdy} = 1.35 G_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} + 1.50 Q_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = 1.35 * 208.56 + 1.50 * 26.92 = 321.936 \text{ KN}$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ₂ ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

Α ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$F_1 = \frac{|12.855| + |6.427|}{3.00} = 6.427 \text{ KN}$$

Στην ανωτέρω τέμνουσα προσθέτουμε την F_{EY} . Άρα:

$$F_{K1Y} = F_1 + F_{EY} = 6.427 + 17.242 = 23.669 \text{ KN}$$

Β ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

$$F_2 = \frac{|10.774| + |5.387|}{3.00} = 5.387 \text{ KN}$$

Καταληκτικά, η F_{sd} με την οποία θα οπλίσω την κολώνα K_{1y} είναι η μεγαλύτερη τέμνουσα από τις δύο. Δηλαδή, $F_{sdy} = 23.669 \text{ KN}$

Το αξονικό φορτίο δίνεται από τον τύπο :

$$N_{sdy} = 1.35 G_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} + 1.50 Q_{\text{ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}}^{ΙΣΟΓΕΙΟΥ} = 1.35 * 132.52 + 1.50 * 13.78 = 199.572 \text{ KN}$$

Σημείωση: Η επίλυση για την εύρεση τεμνουσών και αξονικών των υποστυλωμάτων K_3, K_4, K_6 κατά τη x και y διεύθυνση τους γίνεται ακριβώς κατά τον ίδιο τρόπο όπως η επίλυση του υποστυλώματος K_1 καθώς τα υποστυλώματα αυτά έχουν τις ίδιες διαστάσεις . Ομοίως και το υποστυλώμα K_5 που ακολουθεί τον ίδιο τρόπο επίλυσης του υποστυλώματος K_2 για τον ίδιο λόγο.

Συγκεντρωτικά τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού.

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ	K_1, K_3, K_4, K_6	K_2, K_5
M_{sdx}	31.411 KNm	-
M_{sdy}	33.486 KNm	48.369 KNm
F_{sdx}	22.743 KN	-
F_{sdy}	23.669 KN	39.598 KN
N_{sdx}	199.572 KN	-
N_{sdy}	199.572 KN	321.936 KN

ΕΠΙΛΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 (EC8)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ K₁,K₃,K₄,K₆

1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

- $b=h=45\text{cm}>25\text{cm}$ (από κανονισμό)
- $N_{sd}=199.572\text{ KN}=\frac{199.572}{1000}=0.199575\text{ MN}$
- $V_d=\frac{N_{sd}}{b*h*f_{cd}}=\frac{0.199575}{0.45*0.45*\frac{20}{1.5}}=0.074\text{KN}<0.65\text{KN}$

Επειδή ισχύει $0.074\text{KN}<0.65\text{KN}$ δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή διατομής.

Σημείωση : Επειδή από δεδομένο άσκησης έχουμε κατηγορία σκυροδέματος ($\leq 16/20$) και κατηγορία χάλυβα (B) την άσκηση την επιλύουμε με μεσαία κατηγορία (ΚΠΜ) πλαστιμότητας. Επιπλέον για μεσαία κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΜ) $V_d < 0.65$.

2. Έλεγχος λυγισμού

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{a*l}{\frac{h}{\sqrt{12}}}$$

όπου

$$l = 1.00 * \text{ύψος υποστυλώματος} = 1.00 * 3.00 = 3.00\text{m ή } 3.00 * 100 = 300\text{cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{b*h^3}{12}}{b*h}} = \sqrt{\frac{\frac{45*45^3}{12}}{45*45}} = \sqrt{\frac{45^4}{45^2}} = 13.00$$

$$\text{Άρα } \lambda = \frac{300}{13.00} = 23.077 < 200 \text{ Ισχύει!!!}$$

Για να μη γίνει αλλαγή της διατομής του και περαιτέρω υπολογισμός έναντι λυγρότητας θα πρέπει:

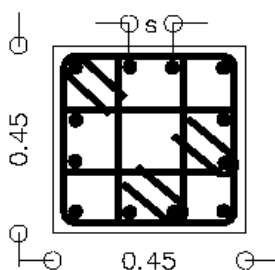
$$\lambda < \max \left\{ \frac{25}{\sqrt{V_d}} = \frac{15}{\sqrt{0.074}} = 55.141 > \lambda = 23.077 \right\}$$

Άρα τα υποστυλώματα K₁,K₃,K₄,K₆ δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχο έναντι λυγρότητας καθώς $\lambda < \lambda_{\max}$.

Παρατήρηση: Ο έλεγχος λυγισμού πρέπει να γίνει για κάθε πλευρά(διεύθυνση) του υποστυλώματος ,αλλά, επειδή τα υποστυλώματα K₁,K₃,K₄,K₆ είναι τετράγωνα $b=h=45\text{cm}$ δεν χρειάζεται.

3. Κατασκευαστικές διατάξεις για διαμήκη οπλισμό

Υποστυλώματα Κ1/Κ3/Κ4/Κ6 διαστάσεων 45/45



Οπλισμός ανά πλευρά: 4Φ16
Συνολικός οπλισμός: 12Φ16

Ανά πλευρά πρέπει να υπάρχουν:

$$A_{smin} = 4.00\% * b * d = 4.00\% * b * (h - c) = 0.004 * 45 * (45 - 2) = 0.004 * 45 * 43 = 7.74 \text{ cm}^2$$

Παρατήρηση: Όταν τα υποστυλώματα δεν είναι τετράγωνα για τον έλεγχο αυτό είναι προτιμότερο να παίρνουμε b τη μεγάλη πλευρά.

$$\text{Άρα τοποθετώ ανά πλευρά} \Rightarrow 4\text{Ø}16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Άρα σύνολο} \Rightarrow 12\text{Ø}16 = 24.12 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{45 - n * \varphi - 2 * c}{n - 1} = \frac{45 - 4 * 1.6 - 2 * 2.00}{4 - 1} = \frac{34.60}{3} = 11.53 \text{ cm}$$

Άρα η απόσταση μεταξύ δύο σιδήρων πρέπει να είναι $2 < 5 < 20$

Σύνολο:

$$1\% * b * h \leq \text{ΣΥΝΟΛΟΥ} \leq 4\% * b * h$$

$$0.01 * 45 * 45 \leq 24.12 \leq 0.04 * 45 * 45$$

$$20.25 \text{ cm}^2 \leq 24.12 \text{ cm}^2 \leq 81 \text{ cm}^2$$

Άρα τα υποστυλώματα Κ₁, Κ₃, Κ₄, Κ₆ θα έχουν συνολικό οπλισμό 12Ø16 το κάθε ένα σύμφωνα με τη διάταξη του σχήματος.

4. Έλεγχος σε κάμψη (παραμένει ίδιος και για τους δύο κανονισμούς)

- Κατά τη (x-x) διεύθυνση

$$Msd_x = 31.411 \text{ KNm} \rightarrow \frac{31.411}{1000} = 0.031 \text{ MNm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{20}{1.5} = 13.33$$

$$\mu d_x = \frac{Msd_x}{f_{cd} * b * h^2} = \frac{0.031}{13.33 * 0.45 * 0.45^2} = 0.04$$

Από διάγραμμα διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη (πίνακας 30) έχουμε:

$$\omega_{tot} = 0.1$$

$$A_{S_{tot}} = \omega_{tot} * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1 * 45 * 45 * \frac{\frac{20}{1.5}}{\frac{500}{1.15}} = 6.21 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{6.21}{2} = 3.11 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον έλεγχο σε κάμψη κατά τη x-x διεύθυνση στο πάνω μέρος και στο κάτω μέρος του υποστυλώματος για την κάτοψη απαιτείται οπλισμός 3.11 cm^2 . Από κατασκευαστικές διατάξεις έχουμε τοποθετήσει οπλισμό $4\text{Ø}16 = 8.04 \text{ cm}^2$ [Βήμα 3]. Επομένως δεν πρέπει να μεγαλώσουμε τον οπλισμό.

- Κατά τη (y-y) διεύθυνση

$$Msd_y = 33.486 \text{ KNm} \rightarrow \frac{33.486}{1000} = 0.033 \text{ MNm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{20}{1.5} = 13.33$$

$$\mu d_x = \frac{Msd_x}{f_{cd} * b * h^2} = \frac{0.033}{13.33 * 0.45 * 0.45^2} = 0.03$$

Από διάγραμμα διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη (πίνακας 30) έχουμε:

$$\omega_{tot} = 0.05$$

$$A_{S_{tot}} = \omega_{tot} * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.05 * 45 * 45 * \frac{\frac{20}{1.5}}{\frac{500}{1.15}} = 3.11 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{3.11}{2} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον έλεγχο σε κάμψη κατά τη y-y διεύθυνση στο δεξιό μέρος και στο αριστερό μέρος του υποστυλώματος για την κάτοψη απαιτείται οπλισμός $1,60 \text{ cm}^2$. Από κατασκευαστικές διατάξεις έχουμε τοποθετήσει οπλισμό $4\text{Ø}16 = 8.04 \text{ cm}^2$ [Βήμα 3]. Επομένως δεν πρέπει να μεγαλώσουμε τον οπλισμό.

5. Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες

$$\text{Ικρίσιμο μήκος} = \max = \left\{ \begin{array}{l} H/6 = 300/6 = 50 \text{ cm} \\ h_{\max} = 45 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} 60 \text{ cm}$$

a) Συνδετήρες εντός Ικρίσιμου μήκους Φ6/maxs

$$\text{maxs}=\min \left\{ \begin{array}{l} 8\Phi < \text{min}=8*1.8=14.40\text{cm} \\ 1/2*\text{μικρή πλευρά υποστυλώματος}=1/2*45=22.50\text{cm} \\ 14\text{cm} \\ 17.50\text{cm} \end{array} \right\}$$

Άρα εντός Ικρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ6/14

b) Συνδετήρες εκτός Ικρίσιμου μήκους Φ6/maxs

$$\text{maxs}=\min \left\{ \begin{array}{l} 20\Phi < \text{min}=20*1.8=36\text{cm} \\ \text{μικρή πλευρά υποστυλώματος } h=45\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{array} \right\} 30\text{cm}$$

Άρα εκτός Ικρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ6/30

***ΠΡΟΣΟΧΗ!!!!** Στους συνδετήρες θέλουμε πάντα τη μικρότερη τιμή και αν έχουμε δεκαδική τιμή πάντα στρογγυλοποιούμε προς τα κάτω και σε ακέραιο αριθμό για λόγους κατασκευαστικούς .

6. Έλεγχος περίσφιγξης (μόνο εντός Ικρίσιμου μήκους)

Για εντός Ικρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ6/14.

$$W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} \geq W_{wd}^{\text{απαιτείται}}$$

$$W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} = \frac{\text{ΟΓΚΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ}}{\text{ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΥΡΗΝΑ}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} =$$


$$= \frac{109.68}{23534} * \frac{\frac{500}{1.15}}{\frac{20}{1.50}} = 0.12$$

Όπου:

➤ ΟΓΚΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ= $A_s * \text{περίμετρο} = 0.28 * 391.72 = 109.68$

- $A_s = 0.28 \text{ cm}^2$ (από πίνακα \Rightarrow γιατί έχουμε σίδηρα Φ6)
- $\text{Περίμετρο} = 4*41 + 2*41 + 2*16.33 + 2*16.33 + 2*41 = 393.32$
- $S = \frac{50 - 2*c - n*\varphi}{n-1} = \frac{50 - 2*2 - 4*1.6}{4-1} = \frac{34.60}{3} = 11.53\text{cm}$

Άρα $11.53 + 2*1.6 + 2*0.6 = 15.93$

➤ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΥΡΗΝΑ= $(h-2*c)*(b-2*c)*S = (45-2*2)^2$
 $*14=23534 \text{ cm}$

Φ6/14

Εν συνεχεία έχουμε:

$$a* W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 30 \mu_{\phi} * Vd * E_{sy,d} * \left(\frac{b_c}{b_o} \right) - 0.035$$

Όπου:

- $a_s = \left(1 - \frac{S}{2*b_o} \right)^2 = \left(1 - \frac{14}{2*41} \right) = 0.69$
- $A_o = (h-2*c)*(b-2*c) = (45-2*2)*(45-2*2) = 41^2 = 1681$
- $b_o = \sqrt{A_o} = \sqrt{1681} = 41$
- $T \leq T_c \rightarrow 0.29 \leq 0.60$ άρα
- $\mu_{\phi} = 1 + 2*(q_0 - 1.00) * \left(\frac{T}{T_c} \right) = 1 + 2*(3.50 - 1.00) * \left(\frac{0.60}{0.29} \right) = 11.34$
- $Vd = 0.074$ από γεωμετρικά χαρακτηριστικά
- $\epsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{\frac{500}{1.15}}{280000} = 0.00155$
- $a_n = 1 - \sum_{i=1}^n \left(\frac{b_1^2}{6*A_o} \right) = 1 - \left(\frac{1}{6*0.19360} \right) * \sum_{i=1}^n (b_1^2) = 1 - \left(\frac{1}{6*0.19360} \right) * \sum (4 * 0.41^2) = 0.33$
- $b_1 = b_2 = b_3 = b_4 = b_o = b - 2*c = 45 - 2*2.00 = 41$
- $\alpha = a_n * a_s = 0.33 * 0.69 = 0.33$

Άρα:

$$0.23 * W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 30 * 11.34 * 0.074 * 0.00155 * \left(\frac{45}{41} \right) - 0.035 \Leftrightarrow$$

$$W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 0.03$$

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφυξης που έχουμε είναι $W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} = 0.12$.

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφυξης που απαιτείται είναι $W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 0.03$ η οποία είναι μία πολύ μικρή τιμή και έτσι εμείς παίρνουμε το όριο $W_{wd}^{\text{απαιτείται}} = 0.08$ σύμφωνα με τον EC8 . Επομένως, οι συνδετήρες Φ6/14 που έχουμε υπολογίσει από τις Κατασκευαστικές Διατάξεις (Κ.Δ) εντός Ικρίσιμου μήκους επαρκούν για τον έλεγχο περίσφυξης άρα δεν τους αλλάζουμε καθώς ισχύει η ανώτερη σχέση $W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} \geq W_{wd}^{\text{απαιτείται}} \Leftrightarrow 0.12 \geq 0.08$.

7. Έλεγχος σε διάτμηση (μόνο εντός Ικρίσιμου μήκους) (παραμένει ίδιος και για τους δύο κανονισμούς)

c) Πρέπει $V_{Rd2} \geq V_{sd}$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} * v * f_{cd} * b * 0.9 * d$$

Όπου :

$$v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.7 - \frac{20}{200} = 0.6$$

Άρα:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} * 0.6 * \frac{20}{1.5} * 0.45 * 0.9 * (0.45 - 0.02) \Leftrightarrow$$

$$V_{Rd2} = 0.70 \text{ MN} \rightarrow 0.70 * 1000 = 700 \text{ KN}$$

$$\text{Συνεπώς ισχύει } V_{Rd2} \geq V_{sd} \Leftrightarrow 700 \text{ KN} \geq 22.673 \text{ KN}$$

d) Πρέπει $V_{Rd3} \geq V_{sd}$

$$V_{Rd3} = 0.3 V_{Rd1} + V_{wd}$$

Όπου :

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * p_1) + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$
- $k = 1.6 - d = 1.6 - (0.45 - 0.02) = 1.17$
- $p_1 = \frac{A_s}{b * h} = \frac{24.12}{45 * 45} = 0.012$ / $A_s : 12\emptyset 16 = 24.12 \text{ cm}^2$
- $N_{sd} = 199.572 \text{ KN} \rightarrow \frac{199.572}{1000} = 0.20 \text{ MN}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{0.45 * 0.45} = 0.99$
- $b_w = 0.45$
- $d = 0.45 - 0.02 = 0.43$

Άρα:

$$V_{Rd1} = [0.26 * 1.17 * (1.2 + 40 * 0.012) + 0.15 * 0.99] * 0.45 * 0.43 \Leftrightarrow$$

$$V_{Rd1} = 0.13 \text{ ή } 130 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{S} * 0.9 * d * f_{yd} \Leftrightarrow$$

$$V_{wd} = \frac{2 * 0.5}{10} * 0.9 * 43 * \frac{50}{1.15} \Leftrightarrow$$

$$V_{wd} = 168.26 \text{ KN}$$

$$\text{Συνεπώς } V_{Rd3} = 0.3 * 130 + 168,26 \Leftrightarrow V_{Rd3} = 207.26 \text{ KN}$$

Επομένως ισχύει $V_{Rd3} \geq V_{sd} \Leftrightarrow 207.26 \text{ KN} \geq 22.673 \text{ KN}$ άρα οι συνδετήρες $\Phi 8/10$ μας αρκούν και για τον έλεγχο σε διάτμηση και τοποθετούνται σε όλο το Ικρίσιμου μήκους του υποστυλώματος.

8. Αγκυρώσεις Υποστηλωμάτων K_1, K_3, K_4, K_6 45/45(παραμένουν ίδιες και για τους δύο κανονισμούς)

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{2.3} = 756\text{mm}$$

Σημείωση: Για υποστηλώματα έχουμε πάντα περιοχή συνάφειας I δηλαδή από πίνακα δεδομένο από θεωρία (για περιοχή συνάφειας I $f_{bd} = 2.3$)

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 756 = 756\text{mm}$ ($\alpha=1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

Έλεγχος εάν: $l_{bnet} > h_{\deltaοκο\acute{\upsilon}} - 5 * \phi - c = 550 - 5 * 16 - 20 = 450\text{mm} \Rightarrow 756\text{mm} > 450\text{mm}$

επομένως η αγκύρωση χωρίζεται σε δύο τμήματα α_1, α_2 ενώ το σίδηρο

κάμπτεται σε καμπύλη αγκύρωσης

($D=5 * \phi \Leftrightarrow \phi < 20\text{mm}$ εμείς βρήκαμε $\phi=16\text{mm}$)

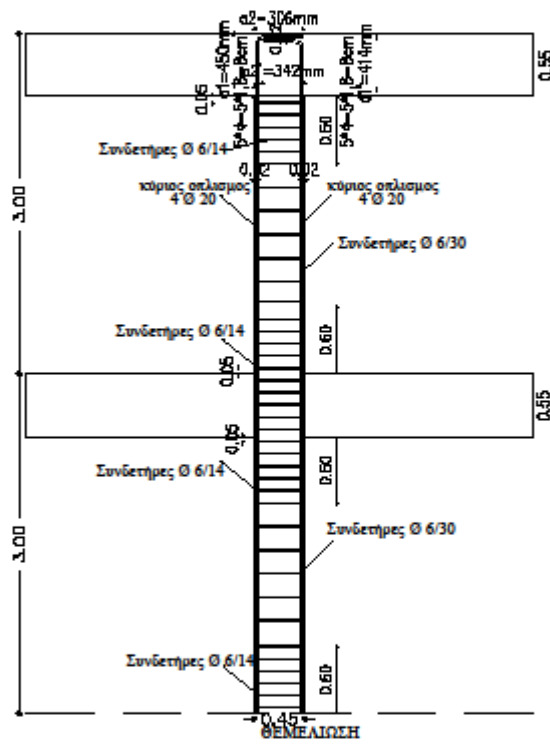
$$\alpha_1 = h_{\deltaοκο\acute{\upsilon}} - 5\phi - c = 550 - 5 * 16 - 20 = 450\text{mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 756 - 450 = 306\text{mm}$$

$$\alpha_1' = \alpha_1 - 20 - \phi = 450 - 20 - 16 = 414\text{mm}$$

$$\alpha_2' = l_{bnet} - \alpha_1' = 756 - 414 = 342\text{mm}$$

Υποσώματα Κ1/Κ3/Κ4/Κ6 διαστάσεων 45/45 (X,Y ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΩΣ)



ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ K₂,K₅

1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

- $b=50\text{cm}>25\text{cm}$ και $h=60\text{cm}>25$ (από κανονισμό)
- $N_{sd_y}=321.936 \text{ KN} = \frac{321.936}{1000} = 0.321936 \text{ MN}$
- $V_d = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{0.321936}{0.50 \cdot 0.60 \cdot \frac{20}{1.5}} = 0.080 \text{ KN} < 0.65 \text{ KN}$
- Επειδή ισχύει $0.080 \text{ KN} < 0.65 \text{ KN}$ δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή διατομής.
- **Σημείωση :** Επειδή από δεδομένο άσκησης έχουμε κατηγορία σκυροδέματος ($\leq 16/20$) και κατηγορία χάλυβα (B) την άσκηση την επιλύουμε με μεσαία κατηγορία (ΚΠΜ) πλαστιμότητας. Επιπλέον για μεσαία κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΜ) $V_d < 0.65$.

2. Έλεγχος λυγισμού

Παρατήρηση: Ο έλεγχος λυγισμού πρέπει να γίνει για κάθε πλευρά(διεύθυνση) του υποστυλώματος .

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{a \cdot l}{\frac{h}{\sqrt{12}}}$$

x διεύθυνση υποστυλώματος

όπου

$$l = 1.00 \cdot \text{ύψος υποστυλώματος} = 1.00 \cdot 3.00 = 3.00 \text{m ή } 3.00 \cdot 100 = 300 \text{cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{\frac{50 \cdot 60^3}{12}}{50 \cdot 60}} = 17.32$$

$$\text{Άρα } \lambda = \frac{300}{17.32} = 17.32 < 200 \text{ Ισχύει!!!}$$

Για να μη γίνει αλλαγή της διατομής του και περαιτέρω υπολογισμός έναντι λυγρότητας θα πρέπει:

$$\lambda < \max \left\{ \frac{25}{\sqrt{V_d}} = \frac{15}{\sqrt{0.080}} = 53.03 > \lambda = 17.32 \right\}$$

Άρα τα υποστυλώματα K₂,K₅ δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχο έναντι λυγρότητας καθώς $\lambda < \lambda_{\max}$.

γ διεύθυνση υποστυλώματος

όπου

$$l = 1.00 \cdot \text{ύψος υποστυλώματος} = 1.00 \cdot 3.00 = 3.00\text{m ή } 3.00 \cdot 100 = 300\text{cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{\frac{60 \cdot 50^3}{12}}{60 \cdot 50}} = 14.43$$

$$\text{Άρα } \lambda = \frac{300}{14.43} = 20.79 < 200 \text{ Ισχύει!!!}$$

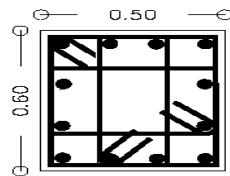
Για να μη γίνει αλλαγή της διατομής του και περαιτέρω υπολογισμός έναντι λυγρότητας θα πρέπει:

$$\lambda < \max \left\{ \frac{15}{\sqrt{Vd}} = \frac{15}{\sqrt{0.080}} = 53.03 > \lambda = 14.73 \right\}$$

Άρα τα υποστυλώματα K₂,K₅ δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχο έναντι λυγρότητας καθώς $\lambda < \lambda_{\max}$

3.Κατασκευαστικές διατάξεις για διαμήκη οπλισμό

Υποστυλώματα Κ2/Κ5 διαστάσεων 50/60



Οπλισμός ανά πλευρά: 4Φ20
Συνολικός οπλισμός: 12Φ20

Παρατήρηση: Όταν τα υποστυλώματα δεν είναι τετράγωνα όπως το Κ₂,Κ₅ που εξετάζουμε για τον έλεγχο αυτό είναι προτιμότερο να παίρνουμε b τη μεγάλη πλευρά.

Ανά πλευρά πρέπει να υπάρχουν:

$$A_{smin}=4.00\%*b*d=4.00\%*b*(h-c)=0.004*60*(50-2)=0.004*60*48=11.52\text{cm}^2$$

Άρα τοποθετώ ανά πλευρά $\Rightarrow 4\text{Ø}20=12.56\text{ cm}^2$

Άρα σύνολο $\Rightarrow 12\text{Ø}20=37.68\text{ cm}^2$

$$S=\frac{60-n*\varphi-2*c}{n-1}=\frac{60-4*2-2*2.00}{4-1}=\frac{48}{3}=16\text{cm}$$

Άρα η απόσταση μεταξύ δύο σιδήρων πρέπει να είναι $2<5<20$

Σύνολο:

$$1\%*b*h \leq \text{ΣΥΝΟΛΟΥ} \leq 4\%*b*h$$

$$0.01*60*50 \leq \text{ΣΥΝΟΛΟΥ} \leq 0.04*60*50$$

$$30.00\text{cm}^2 \leq 37.68\text{ cm}^2 \leq 120\text{ cm}^2$$

Άρα τα υποστυλώματα Κ₂,Κ₅, θα έχουν συνολικό οπλισμό 12Ø20 το κάθε ένα σύμφωνα με τη διάταξη του σχήματος.

4. Έλεγχος σε κάμψη

- Κατά τη (y-y) διεύθυνση

$$M_{sd,y} = 48.369 \text{ KNm} \rightarrow \frac{48.369}{1000} = 0.050 \text{ MNm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{20}{1.5} = 13.33$$

$$\mu_{d,x} = \frac{M_{sd,x}}{f_{cd} * b * h^2} = \frac{0.050}{13.33 * 0.60 * 0.50^2} = 0.02$$

Από διάγραμμα διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη (πίνακας 30) έχουμε:

$$\omega_{tot} = 0.05$$

$$A_{S_{tot}} = \omega_{tot} * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.05 * 60 * 50 * \frac{\frac{20}{1.5}}{1.15} = 4.60 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{4.60}{2} =$$

$$2.30 \text{ cm}^2$$

Σύμφωνα με τον έλεγχο σε κάμψη κατά τη y-y διεύθυνση στο δεξιό μέρος και στο αριστερό μέρος του υποστυλώματος για την κάτοψη απαιτείται οπλισμός 2.30 cm^2 . Από κατασκευαστικές διατάξεις έχουμε τοποθετήσει οπλισμό $4\text{Ø}20 = 12.56 \text{ cm}^2$ [Βήμα 3]. Επομένως δεν πρέπει να μεγαλώσουμε τον οπλισμό.

5. Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες

$$\text{Iκρίσιμο μήκος} = \max = \left\{ \begin{array}{l} H/6 = 300/6 = 50 \text{ cm} \\ h_{\max} = 60 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} 60 \text{ cm}$$

- c) Συνδετήρες εντός Iκρίσιμου μήκους $\Phi 6 / \max$

$$\max s = \min \left\{ \begin{array}{l} 8\Phi < \min = 8 * 1.8 = 14.40 \text{ cm} \\ 1/2 * \text{μικρή πλευρά υποστυλώματος} = 1/2 * 45 = 22.50 \text{ cm} \\ 14 \text{ cm} \\ 17.50 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Άρα εντός Iκρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες $\Phi 6 / 14$

- d) Συνδετήρες εκτός Iκρίσιμου μήκους $\Phi 6 / \max$

$$\max s = \min \left\{ \begin{array}{l} 20\Phi < \min = 20 * 1.8 = 36 \text{ cm} \\ \text{μικρή πλευρά υποστυλώματος} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\} 30 \text{ cm}$$

Άρα εκτός Iκρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες $\Phi 6 / 30$

*ΠΡΟΣΟΧΗ!!!! Στους συνδετήρες θέλουμε πάντα τη μικρότερη τιμή και αν έχουμε δεκαδική τιμή πάντα στρογγυλοποιούμε προς τα κάτω και σε ακέραιο αριθμό για λόγους κατασκευαστικούς .

6. Έλεγχος περίσφιγξης (μόνο εντός Ικρίσιμου μήκους)

Για εντός Ικρίσιμου μήκους έχω συνδετήρες Φ6/14.

$$W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} \geq W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\acute{\iota}\tau\alpha\iota}$$

$$W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} = \frac{\text{ΟΓΚΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ}}{\text{ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΥΡΗΝΑ}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{137.98}{36064} * \frac{\frac{500}{1.15}}{\frac{20}{1.50}} =$$

0.12

Όπου:

➤ ΟΓΚΟΣ ΚΛΕΙΣΤΩΝ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ= $A_s * \text{περίμετρο} = 0.28 * 496.00 = 248.00$

- $A_s = 0.28 \text{ cm}^2$ (από πίνακα \Rightarrow γιατί έχουμε σίδερα Φ6)
- $\text{Περίμετρο} = 4 * 41 + 2 * 41 + 2 * 21.20 + 2 * 21.20 + 2 * 41 = 393.32$
- $S = \frac{50 - 2 * c - n * \varphi}{n - 1} = \frac{50 - 2 * 2 - 4 * 2}{4 - 1} = \frac{38}{3} = 16 \text{ cm}$

• Άρα $16 + 2 * 1.6 + 2 * 0.6 = 21.20$

➤ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΥΡΗΝΑ= $(h - 2 * c) * (b - 2 * c) * S = (45 - 2 * 2)^2 * 14 = 36064 \text{ cm}^2$

Φ6/14

Εν συνεχεία έχουμε:

$$a * W_{wd}^{\alpha\pi\alpha\iota\tau\epsilon\acute{\iota}\tau\alpha\iota} = 30 \mu_{\varphi} * V_d * E_{s,y,d} * \left(\frac{b_c}{b_o} \right) - 0.035$$

Όπου:

- $a_s = \left(1 - \frac{S}{2 * b_o} \right)^2 = \left(1 - \frac{14}{2 * 50.75} \right) = 0.74$
- $A_o = (h - 2 * c) * (b - 2 * c) = (50 - 2 * 2) * (60 - 2 * 2) = 2576$
- $b_o = \sqrt{A_o} = \sqrt{2576} = 50.75$
- $T \leq T_c \rightarrow 0.29 \leq 0.60$ άρα
- $\mu_{\varphi} = 1 + 2 * (q_0 - 1.00) * \left(\frac{T}{T_c} \right) = 1 + 2 * (3.50 - 1.00) * \left(\frac{0.60}{0.29} \right) = 11.34$
- $V_d = 0.080$ από γεωμετρικά χαρακτηριστικά
- $\epsilon_{s,y,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{\frac{500}{1.15}}{280000} = 0.00155$

- $a_n = 1 - \sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} \right) = 1 - \left(\frac{1}{6 \cdot 0.2576} \right) * \sum_{i=1}^n (b_i^2) = 1 - \left(\frac{1}{6 \cdot 0.2576} \right) * \Sigma (2 \cdot 0.46^2 + 2 \cdot 0.56^2) = 0.32$
- $b_1 = b_2 = b_0 = b - 2 \cdot c = 50 - 2 \cdot 2.00 = 46$
- $b_3 = b_4 = b_0 = b - 2 \cdot c = 60 - 2 \cdot 2.00 = 56$
- $\alpha = a_n \cdot a_s = 0.32 \cdot 0.74 = 0.24$

Άρα:

$$0.24 \cdot W_{wd}^{απαιτείται} = 30 \cdot 11.34 \cdot 0.080 \cdot 0.00155 \cdot \frac{50}{50.75} - 0.035 \Leftrightarrow$$

$$W_{wd}^{απαιτείται} = 0.03$$

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφυξης που έχουμε είναι $W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} = 0.12$.

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφυξης που απαιτείται είναι $W_{wd}^{απαιτείται} = 0.03$ η οποία είναι μία πολύ μικρή τιμή και έτσι εμείς παίρνουμε το όριο $W_{wd}^{απαιτείται} = 0.08$ σύμφωνα με τον EC8. Επομένως, οι συνδετήρες Φ6/14 που έχουμε υπολογίσει από τις Κατασκευαστικές Διατάξεις (Κ.Δ) εντός Ικρίσιμου μήκους επαρκούν για τον έλεγχο περίσφυξης άρα δεν τους αλλάζουμε καθώς ισχύει η ανώτερη σχέση $W_{wd}^{\acute{\epsilon}\chi\omega} \geq W_{wd}^{απαιτείται} \Leftrightarrow 0.12 \geq 0.08$.

7. Έλεγχος σε διάτμηση (μόνο εντός Ικρίσιμου μήκους)

e) Πρέπει $V_{Rd2} \geq V_{sd_y}$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0.9 \cdot d$$

Όπου :

$$v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.7 - \frac{20}{200} = 0.6$$

Άρα:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot 0.6 \cdot \frac{20}{1.5} \cdot 0.60 \cdot 0.9 \cdot (0.50 - 0.02) \Leftrightarrow$$

$$V_{Rd2} = 1.04 \text{ MN} \rightarrow 1.04 \cdot 1000 = 1040 \text{ KN}$$

$$\Sigma \text{υνεπώς ισχύει } V_{Rd2} \geq V_{sd} \Leftrightarrow 1040 \text{ KN} \geq 22.673 \text{ KN}$$

b) Πρέπει $V_{Rd3} \geq V_{sd}$

$$V_{Rd3} = 0.3 V_{Rd1} + V_{wd}$$

Όπου :

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * p_1) + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$
- $k = 1.6 - d = 1.6 - (0.60 - 0.02) = 1.02$
- $p_1 = \frac{A_s}{b * h} = \frac{37.68}{50 * 60} = 0.013$ / $A_s : 12\text{Ø}20 = 37.68 \text{ cm}^2$
- $N_{sd} = 321.936 \text{ KN} \rightarrow \frac{321.936}{1000} = 0.32 \text{ MN}$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{0.50 * 0.60} = 0.10$
- $b_w = 0.50$
- $d = 0.50 - 0.02 = 0.48$

Άρα:

$$V_{Rd1} = [0.26 * 1.02 * (1.2 + 40 * 0.013) + 0.15 * 0.10] * 0.60 * 0.48 \Leftrightarrow$$

$$V_{Rd1} = 0.14 \text{ ή } 140 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{S} * 0.9 * d * f_{yd} \Leftrightarrow$$

$$V_{wd} = \frac{2 * 0.5}{10} * 0.9 * 48 * \frac{50}{1.15} \Leftrightarrow$$

$$V_{wd} = 187.83 \text{ KN}$$

$$\text{Συνεπώς } V_{Rd3} = 0.3 * 140 + 187.83 \Leftrightarrow V_{Rd3} = 229.83 \text{ KN}$$

Επομένως ισχύει $V_{Rd3} \geq V_{sd} \Leftrightarrow 229.83 \text{ KN} \geq 22.673 \text{ KN}$ άρα οι συνδετήρες Φ8/10 μας αρκούν και για τον έλεγχο σε διάτμηση και τοποθετούνται σε όλο το Ικρίσιμου μήκους του υποστυλώματος.

8. Αγκυρώσεις Υποστηλωμάτων K₂,K₅ 50/60

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{2.3} = 945\text{mm}$$

Σημείωση: Για υποστηλώματα έχουμε πάντα περιοχή συνάφειας I δηλαδή από πίνακα δεδομένο από θεωρία (για περιοχή συνάφειας I $f_{bd} = 2.3$)

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 945 = 945\text{mm}$ ($\alpha=1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

Έλεγχος εάν: $l_{bnet} > h_{δοκού} - 5 * \varphi - c = 550 - 5 * 20 - 20 = 430\text{mm} \Rightarrow 945\text{mm} > 430\text{mm}$

επομένως η αγκύρωση χωρίζεται σε δύο τμήματα α_1, α_2 ενώ το σίδηρο

κάμπτεται σε καμπύλη αγκύρωσης

($D=5 * \varphi \Leftrightarrow \varphi < 20\text{mm}$ εμείς βρήκαμε $\varphi=20\text{mm}$)

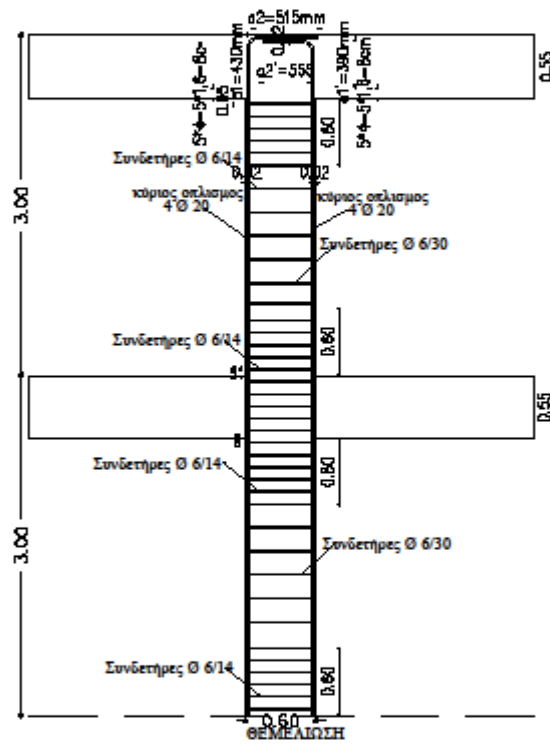
$$\alpha_1 = h_{δοκού} - 5\varphi - c = 550 - 5 * 20 - 20 = 430\text{mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 945 - 430 = 515\text{mm}$$

$$\alpha_1' = \alpha_1 - 20 - \varphi = 430 - 20 - 20 = 390\text{mm}$$

$$\alpha_2' = l_{bnet} - \alpha_1' = 945 - 390 = 555\text{mm}$$

Υποστυλώματα Κ2/Κ6 διαστάσεων 50/60 (Υ ΔΙΕΥΘΥΝΙΕΩΣ)



ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΟΚΑΡΙΩΝ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 (EC8)

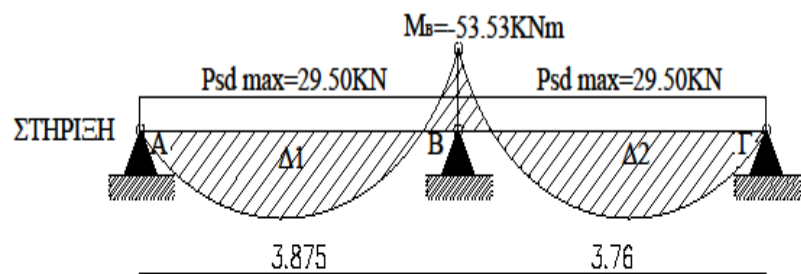
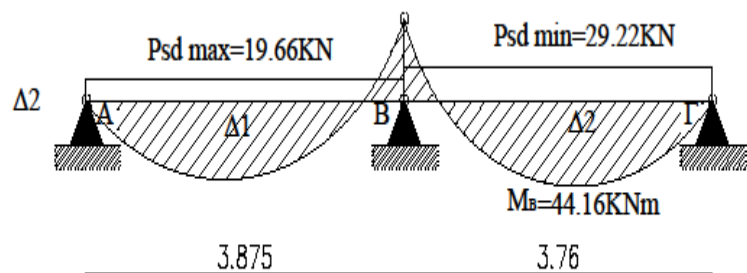
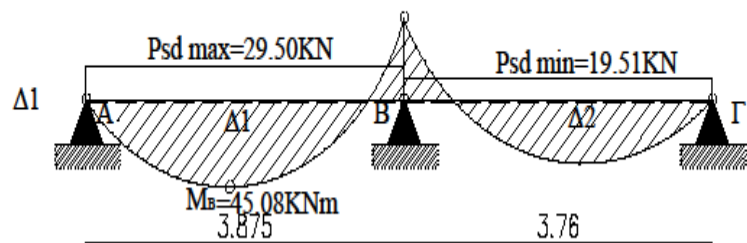
Βρίσκω τη ροπή και την τέμνουσα σχεδιασμού για τις δοκούς.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ2

- Αξονικά μήκη

$$l_{\Delta 1} = 3.85 - \frac{0.45}{2} + \frac{0.50}{2} = 3.875 \text{ m}$$

$$l_{\Delta 2} = 4.235 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.50}{2} = 3.76 \text{ m}$$



- Διάγραμμα Δ1

$$Psdmax_{\Delta 1} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 19.66 + 1.5 \cdot 1.97 = 29.50 \text{ KN}$$

$$Psdmin_{\Delta 2} = 19.51 \text{ KN}$$

$$M_B = - \left(\frac{Psdmax_{\Delta 1} \cdot l_1^3 + Psdmin_{\Delta 2} \cdot l_2^3}{8 \cdot (l_1 + l_2)} \right) = - \frac{29.50 \cdot 3.875^3 + 19.51 \cdot 3.76^3}{8 \cdot (3.875 + 3.76)} = -$$

$$45.08 \text{ KNm}$$

$$M_{\Delta 1}^{TEA} = \frac{M_B}{2} + \frac{Psdmax_{\Delta 1} \cdot l_1^2}{8} = - \frac{45.08}{2} + \frac{29.50 \cdot 3.875^2}{8} = 32.83 \text{ KNm}$$

- Διάγραμμα Δ2

$$Psdmax_{\Delta 2} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 19.51 + 1.5 \cdot 1.92 = 29.22 \text{ KN}$$

$$Psdmin_{\Delta 1} = 19.66 \text{ KN}$$

$$M_B = - \left(\frac{Psdmin_{\Delta 1} \cdot l_1^3 + Psdmax_{\Delta 2} \cdot l_2^3}{8 \cdot (l_1 + l_2)} \right) = - \frac{19.66 \cdot 3.875^3 + 29.22 \cdot 3.76^3}{8 \cdot (3.875 + 3.76)} = -$$

$$44.16 \text{ KNm}$$

$$M_{\Delta 2}^{TEA} = \frac{M_B}{2} + \frac{Psdmax_{\Delta 2} \cdot l_2^2}{8} = - \frac{44.16}{2} + \frac{29.22 \cdot 3.875^2}{8} = 29.56 \text{ KNm}$$

- Στήριξη

$$M_B = - \left(\frac{Psdmax_{\Delta 1} \cdot l_1^3 + Psdmax_{\Delta 2} \cdot l_2^3}{8 \cdot (l_1 + l_2)} \right) = - \frac{29.50 \cdot 3.875^3 + 29.22 \cdot 3.76^3}{8 \cdot (3.875 + 3.76)} = -$$

$$53.53 \text{ KNm}$$

Συμπαιρασματικά,

- ❖ Η μέγιστη τιμή με την οποία κάνω έλεγχο σε κάμψη για το άνοιγμα Δ1 είναι:
Msdmax=32.83 KNm
- ❖ Η μέγιστη τιμή με την οποία κάνω έλεγχο σε κάμψη για το άνοιγμα Δ2 είναι:
Msdmax=29.56 KNm
- ❖ Η μέγιστη τιμή με την οποία κάνω έλεγχο σε κάμψη για τη στήριξη είναι:
Msdmax=-53,53 KNm

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκούς Δ6/Δ7

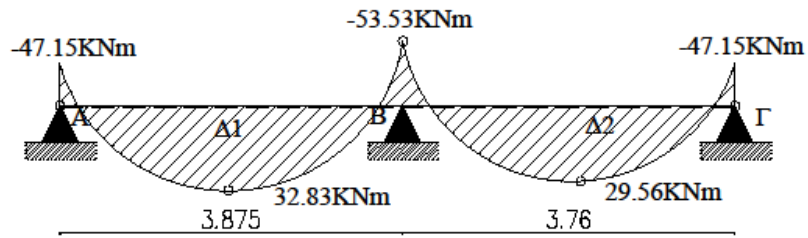
- Ισορροπία κόμβου

$$M_u^{K1ορόφου} = 6.20 \text{ KNm}$$

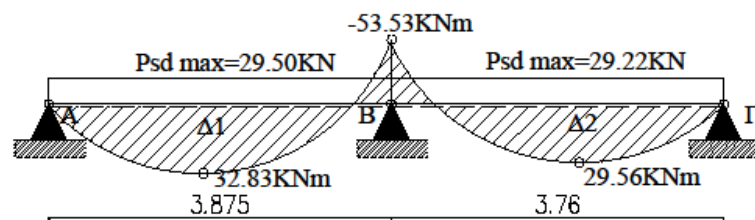
$$M_o^{K1ισογειου} = 14.36 \text{ KNm}$$

$$M_{\Delta 1} = M_u^{K1ορόφου} + M_o^{K1ισογειου} = 6.20 + 14.36 = 20.56 \text{ KNm}$$

$$M_{IR}^{ισογειου} + M_{\Delta 1} = 26.59 + 20.56 = 47.15 \text{ KNm}$$



'ΔΜ' ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑ

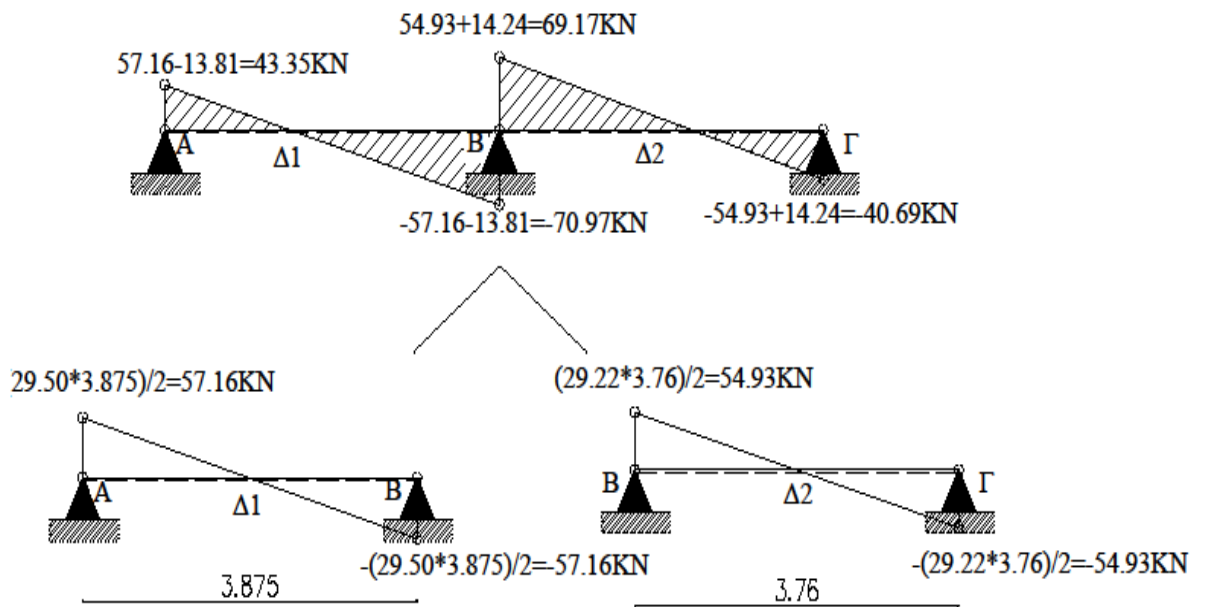


$$\text{Κλείουσα: } \Delta Q = \frac{M_{\text{ΤΕΛΙΚΟ}} - M_{\text{ΑΡΧΙΚΟ}}}{l}$$

$$\Delta Q_{A-B} = \frac{-53.53 - 0}{3.875} = -13.81 \text{ KN}$$

$$\Delta Q_{B-G} = \frac{0 - (-53.53)}{3.76} = 14.24 \text{ KN}$$

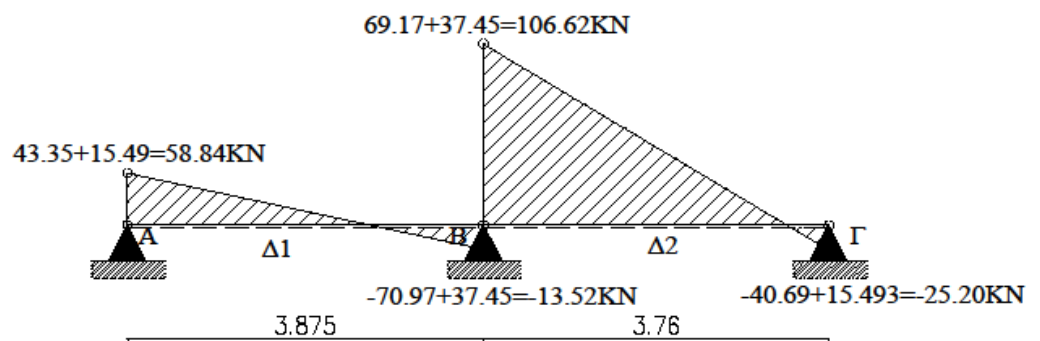
• Στατική Τέμνουσα



Άρα το V_{sd} είναι το μεγαλύτερο κατά απόλυτη τιμή του ανωτέρου διαγράμματος δηλαδή $V_{sd} = 70.97 \text{KN}$.

• Σεισμική Τέμνουσα

Παρατήρηση: Προσθέτω τη δύναμη υποστρώματος λόγω σεισμού σελίδας 19 στο διάγραμμα στατικής τέμνουσας για να βρώ το διάγραμμα σεισμικής τέμνουσας.



Άρα επιλέγω το μεγαλύτερο V_{sd} που είναι από τα σεισμικά φορτία και είναι $V_{sd}=106.62 \text{ KN}$.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκούς Δ6-Δ7.

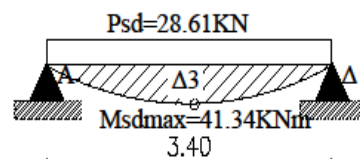
ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ3

- Αξονικά μήκη

$$l_{\Delta 3} = 3.85 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.45}{2} = 3.40 \text{ m}$$

$$Psd_{\max \Delta 3} = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 19.19 + 1.5 * 1.80 = 28.61 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd \max} = \frac{Psd_{\max \Delta 2} * l_3^2}{8} = \frac{28.61 * 3.40^2}{8} = 41.34 \text{ KNm}$$

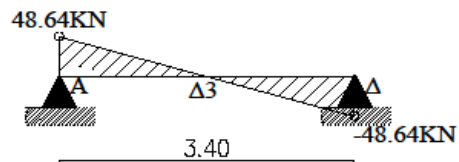


• Στατική Τέμνουσα

$$P_{sdmax\Delta 3} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 19.19 + 1.5 \cdot 1.80 = 28.61 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd1}^{\pi\acute{\alpha}\nu\omega} = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{28.61 \cdot 3.40}{2} = 48.64 \text{ KN}$$

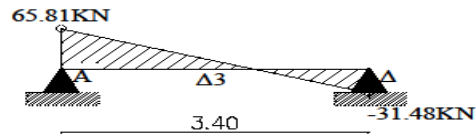
$$V_{sd1}^{\kappa\acute{\alpha}\tau\omega} = - \frac{P \cdot l}{2} = - \frac{28.61 \cdot 3.40}{2} = - 48.64 \text{ KN}$$



• Σεισμική Τέμνουσα

$$V_{sd2}^{\pi\acute{\alpha}\nu\omega} = V_{sd1}^{\pi\acute{\alpha}\nu\omega} + V_{E\text{ K1Y}} = 48.64 + 17.164 = 65.80 \text{ KN}$$

$$V_{sd2}^{\kappa\acute{\alpha}\tau\omega} = - V_{sd1}^{\kappa\acute{\alpha}\tau\omega} + V_{E\text{ K1Y}} = - 48.64 + 17.164 = - 31.48 \text{ KN}$$



Άρα για τη δοκό Δ3 : $M_{sd} = 41.34 \text{ KNm}$
 $V_{sd} = 44.76 \text{ KN}$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5.

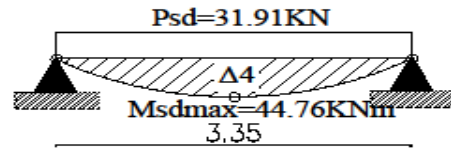
ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ4

- Αξονικά μήκη

$$l_{\Delta 4} = 3.85 - \frac{0.50}{2} - \frac{0.50}{2} = 3.35 \text{ m}$$

$$P_{sdmax\Delta 4} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 19.64 + 1.5 \cdot 3.60 = 31.91 \text{ KN/m}$$

$$M_{sdmax} = \frac{P_{sdmax\Delta 2} \cdot l_3^2}{8} = \frac{31.91 \cdot 3.35^2}{8} = 44.76 \text{ KNm}$$

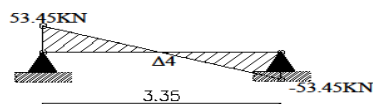


• Στατική Τέμνουσα

$$Psd_{\max \Delta 3} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 19.64 + 1.5 \cdot 3.60 = 31.91 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd1}^{\text{πάνω}} = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{31.91 \cdot 3.35}{2} = 53.45 \text{ kN}$$

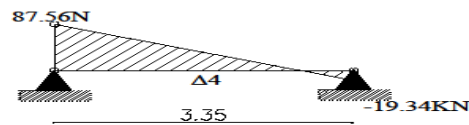
$$V_{sd1}^{\text{κάτω}} = - \frac{P \cdot l}{2} = - \frac{31.91 \cdot 3.35}{2} = - 53.45 \text{ kN}$$



• Σεισμική Τέμνουσα

$$V_{sd2}^{\text{πάνω}} = V_{sd1}^{\text{πάνω}} + V_{EK1Y} = 53.45 + 34.110 = 87.56 \text{ KN}$$

$$V_{sd2}^{\text{κάτω}} = -V_{sd1}^{\text{κάτω}} + V_{EK1Y} = -53.45 + 34.110 = -19.34 \text{ KN}$$



Άρα για τη δοκό Δ4 :

$$M_{sd} = 44.76 \text{ KNm}, V_{sd} = 87.76 \text{ KN}$$

Οπλίζω το εκάστοτε δοκάρι σε διάτμηση και σε κάμψη

(παραμένουν ίδια και για τους δύο κανονισμούς)

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ6

$$\alpha_1 (\text{ακραία στήριξη}) = \max \left\{ \begin{array}{l} t/3 = 0.45/3 = 0.15 \\ 0.025 \cdot l_n = 0.025 \cdot 3.40 = 0.085 \end{array} \right\}$$

$$\alpha_2 (\text{μεσαία στήριξη}) = \frac{t}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.25$$

$$\text{Άρα } l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2 = 3.40 + 0.15 + 0.25 = 3.80 \text{ m}$$

Θεωρητικά μήκη δίδονται από τον τύπο: $l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2$

(όπου l_n :καθαρό μήκος)

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ2/Δ7

$$\alpha_2 (\text{μεσαία στήριξη}) = \frac{t}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.25$$

$$\alpha_3 (\text{ακραία στήριξη}) = \max \left\{ \begin{array}{l} t/3 = 0.45/3 = 0.15 \\ 0.025 * l_n = 0.025 * 3.285 = 0.08 \end{array} \right\}$$

$$\text{Άρα } l = l_n + \alpha_2 + \alpha_3 = 3.285 + 0.25 + 0.15 = 3.685\text{m}$$

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ3

$$\alpha_1 (\text{ακραία στήριξη}) = \max \left\{ \begin{array}{l} t/3 = 0.45/3 = 0.15 \\ 0.025 * l_n = 0.025 * 2.95 = 0.074 \end{array} \right\}$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 = 0.15 (\text{γιατί έχουμε υποστύλωμα ίδιων διαστάσεων και με τν ίδια στήριξη.})$$

$$\text{Άρα } l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2 = 2.95 + 0.15 + 0.15 = 3.25\text{m}$$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ4

$$\alpha_1 (\text{ακραία στήριξη}) = \max \left\{ \begin{array}{l} t/3 = 0.60/3 = 0.20 \\ 0.025 * l_n = 0.025 * 2.65 = 0.066 \end{array} \right\}$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 = 0.20 (\text{γιατί έχουμε υποστύλωμα ίδιων διαστάσεων και με τν ίδια στήριξη.})$$

$$\text{Άρα } l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2 = 2.65 + 0.20 + 0.20 = 3.05\text{m}$$

Συνεργαζόμενο πλάτος bef (παραμένει ίδιο και για τους δύο κανονισμούς)

ΔΟΚΑΡΙ Δ1

$$b_{ef \Delta 1} = b_w + \frac{1}{6} * l_o = b_w + \frac{1}{6} * a * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 0.8 * 3.8 \Rightarrow b_{ef \Delta 1} = 0.76\text{m}$$

$\rightarrow 0.76 * 100 = 76\text{cm}$

$\alpha = 0.8$ γιατί είναι μονόπακτο

ΔΟΚΑΡΙ Δ2

$$\text{bef}_{\Delta 2} = bw + \frac{1}{6} * l_0 = bw + \frac{1}{6} * a * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 0.8 * 3.685 \Rightarrow \text{bef}_{\Delta 2} = 0.74\text{m}$$

$$\rightarrow 0.74 * 100 = 74\text{cm}$$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκού Δ6/Δ7.

ΔΟΚΑΡΙ Δ3

α=1.00 γιατί είναι
αμφιέριστο

$$\text{bef}_{\Delta 3} = bw + \frac{1}{6} * l_0 = bw + \frac{1}{6} * a * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 1.00 * 3.25 \Rightarrow \text{bef}_{\Delta 3} = 0.79\text{m}$$

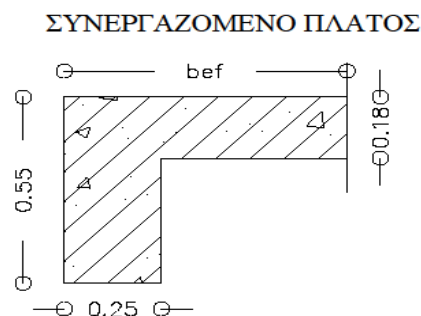
$$\rightarrow 0.79 * 100 = 79\text{cm}$$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5.

ΔΟΚΑΡΙ Δ4

$$\text{bef}_{\Delta 4} = bw + \frac{1}{6} * l_0 = bw + \frac{1}{6} * a * l = 0.25 + \frac{1}{6} * 1.00 * 3.05 \Rightarrow \text{bef}_{\Delta 4} = 0.76\text{m}$$

$$\rightarrow 0.76 * 100 = 76\text{cm}$$



Έλεγχος σε κάμψη

ΔΟΚΑΡΙ Δ1

$$M_{sd}=32.83 \text{ KNm} \rightarrow \frac{32.83}{1000} = 0.0328 \text{ MNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot e_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.0328}{0.76 \cdot 0.53^2 \cdot \frac{20}{1.5}} = 0.01 \text{ m}$$

$$d=55-c=55-2=53=0.53 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.5}$$

Επιπλέον από πίνακα $\mu_{sd}=0.01 \rightarrow \xi=0.050$

$$\text{Συνεπώς } x=\xi \cdot d=0.050 \cdot 53=2.65 \text{ cm}$$

Άρα $x < h_f \Rightarrow 2.65 < 18 \Rightarrow$ (από πίνακα ΕΜΠ: $b=b_{ef}$)

Επομένως η θλιβόμενη περιοχή είναι μικρότερη από τη πάχος της πλάκας $x < h_f \Rightarrow 2.65 < 18$. Άρα επιλύουμε το άνοιγμα του δοκαριού με πίνακες ΕΜΠ όπου $b=b_{ef}$ και d =στατικό ύψος δοκαριού.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ6.

ΔΟΚΑΡΙ Δ2

$$M_{sd}=29.56 \text{ KNm} \rightarrow \frac{29.56}{1000} = 0.02956 \text{ MNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot e_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0.02956}{0.74 \cdot 0.53^2 \cdot \frac{20}{1.5}} = 0.01 \text{ m}$$

$$d=55-c=55-2=53=0.53 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.5}$$

Επιπλέον από πίνακα $\mu_{sd}=0.01 \rightarrow \xi=0.050$

$$\text{Συνεπώς } x=\xi \cdot d=0.050 \cdot 53=2.65 \text{ cm}$$

Άρα $x < h_f \Rightarrow 2.65 < 18 \Rightarrow$ (από πίνακα ΕΜΠ: $b=b_{ef}$)

Επομένως η θλιβόμενη περιοχή είναι μικρότερη από τη πάχος της πλάκας $x < h_f \Rightarrow 2.65 < 18$. Άρα επιλύουμε το άνοιγμα του δοκαριού με πίνακες ΕΜΠ όπου $b = b_{ef}$ και $d = \text{στατικό ύψος δοκαριού}$.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ7.

ΔΟΚΑΡΙ Δ3

$$M_{sd} = 41.34 \text{ KNm} \rightarrow \frac{41.34}{1000} = 0.041 \text{ MNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b_{ef} * d^2 * f_{cd}} = \frac{0.041}{0.74 * 0.53^2 * \frac{20}{1.5}} = 0.02 \text{ m}$$

$$d = 55 - c = 55 - 2 = 53 = 0.53 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.5}$$

$$\text{Επιπλέον από πίνακα } \mu_{sd} = 0.02 \rightarrow \xi = 0.072$$

$$\text{Συνεπώς } x = \xi * d = 0.072 * 53 = 3.82 \text{ cm}$$

$$\text{Άρα } x < h_f \Rightarrow 3.82 < 18 \Rightarrow (\text{από πίνακα ΕΜΠ: } b = b_{ef})$$

Επομένως η θλιβόμενη περιοχή είναι μικρότερη από τη πάχος της πλάκας $x < h_f \Rightarrow 3.82 < 18$. Άρα επιλύουμε το άνοιγμα του δοκαριού με πίνακες ΕΜΠ όπου $b = b_{ef}$ και $d = \text{στατικό ύψος δοκαριού}$.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5.

ΔΟΚΑΡΙ Δ4

$$M_{sd} = 44.76 \text{ KNm} \rightarrow \frac{44.76}{1000} = 0.045 \text{ MNm}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b_{ef} * d^2 * f_{cd}} = \frac{0.045}{0.74 * 0.53^2 * \frac{20}{1.5}} = 0.02 \text{ m}$$

$$d = 55 - c = 55 - 2 = 53 = 0.53 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{20}{1.5}$$

$$\text{Επιπλέον από πίνακα } \mu_{sd} = 0.02 \rightarrow \xi = 0.072$$

$$\text{Συνεπώς } x=\xi*d=0.072*53=3.82\text{cm}$$

$$\text{Άρα } x < h_f \Rightarrow 3.82 < 18 \Rightarrow (\text{από πίνακα ΕΜΠ: } b=b_{ef})$$

Επομένως η θλιβόμενη περιοχή είναι μικρότερη από τη πάχος της πλάκας $x < h_f \Rightarrow 3.82 < 18$. Άρα επιλύουμε το άνοιγμα του δοκαριού με πίνακες ΕΜΠ όπου $b=b_{ef}$ και d =στατικό ύψος δοκαριού.

Έλεγχος σε κάμψη με ΕΜΠ

Σημείωση: Ο τύπος για το ρ_{min} παραμένει ίδιος και για τους δύο κανονισμούς καθώς την άσκηση σύμφωνα με τα δεδομένα της την επιλύουμε με κατηγορία πλαστιμότητας μεσαίο (ΚΠΜ).

Δοκάρι Δ1 Άνοιγμα

$$\frac{Msd}{b_{ef}*d^2} = \frac{0.0328}{0.76*0.53^2} = 0.15$$

$$A_s = \rho * b * d = \frac{0.047}{100} * 76 * 53 = 1.89 \text{cm}^2$$

$$\text{Για } A_s = 1.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 14 = 3.08 \text{cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b_w * d$$

$$\text{όπου } \rho_{min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} * \frac{2.2}{500} = 2.2 * 10^{-3}$$

$$\text{Συνεπώς } A_{smin} = 2.2 * 10^{-3} * 25 * 53 = 2.91 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{cm}^2 (2\emptyset 14)$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό 2Ø14

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ6.

Δοκάρι Δ2 Άνοιγμα

$$\frac{Msd}{b_{ef}*d^2} = \frac{0.02956}{0.74*0.53^2} = 0.15$$

$$A_s = \rho * b * d = \frac{0.047}{100} * 74 * 53 = 1.84 \text{cm}^2$$

$$\text{Για } A_s = 1.84 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 14 = 3.08 \text{cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b_w * d$$

$$\text{όπου } \rho_{\min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} * \frac{2.2}{500} = 2.2 * 10^{-3}$$

$$\text{Συνεπώς } A_{s\min} = 2.2 * 10^{-3} * 25 * 53 = 2.91 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{ cm}^2 (2\emptyset 14)$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό 2Ø14

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ7.

Δοκάρι Δ3 Άνοιγμα

$$\frac{Msd}{b * e * f * d^2} = \frac{0.041}{0.79 * 0.53^2} = 0.18$$

$$A_s = \rho * b * d = \frac{0.047}{100} * 79 * 53 = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Για } A_s = 1.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} * b_w * d$$

$$\text{όπου } \rho_{\min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} * \frac{2.2}{500} = 2.2 * 10^{-3}$$

$$\text{Συνεπώς } A_{s\min} = 2.2 * 10^{-3} * 25 * 53 = 2.91 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{ cm}^2 (2\emptyset 14)$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό 2Ø14

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τη δοκό Δ5

Δοκάρι Δ4 Άνοιγμα

$$\frac{Msd}{b * e * f * d^2} = \frac{0.045}{0.79 * 0.53^2} = 0.2$$

$$A_s = \rho * b * d = \frac{0.047}{100} * 76 * 53 = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Για } A_s = 1.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} * b_w * d$$

$$\text{όπου } \rho_{\min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{1}{2} * \frac{2.2}{500} = 2.2 * 10^{-3}$$

$$\text{Συνεπώς } A_{s\min} = 2.2 * 10^{-3} * 25 * 53 = 2.91 \text{ cm}^2 < 3.08 \text{ cm}^2 (2\emptyset 14)$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό 2Ø14

Έλεγχος σε κάμψη στη στήριξη

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ2

- **Ακραίες στηρίξεις**

$$M_{sd}=47.153 \text{ KNm} \rightarrow \frac{47.153}{1000} = 0.048 \text{ MNm}$$

$$\frac{M_{sd}}{b_w * d^2} = \frac{0.048}{0.25 * 0.53^2} = 0.7$$

$$A_{smin} = \rho * b_w * d = \frac{0.168}{100} * 25 * 53 = 2.23 \text{ cm}^2 < 2.86 \text{ cm}^2$$

(από έλεγχο σε κάμψη με ΕΜΠ) < 3.08 cm² (2Ø14)

Άρα τοποθετούμε και εδώ οπλισμό 2Ø14

- **Μεσαία στήριξη**

$$M_{sd}=53.53 \text{ KNm} \rightarrow \frac{53.53}{1000} = 0.054 \text{ MNm}$$

$$\frac{M_{sd}}{b_w * d^2} = \frac{0.054}{0.25 * 0.53^2} = 0.8$$

$$A_{smin} = \rho * b_w * d = \frac{0.193}{100} * 25 * 53 = 2.56 \text{ cm}^2 < 2.86 \text{ cm}^2$$

(από έλεγχο σε κάμψη με ΕΜΠ) < 3.08 cm² (2Ø14)

Άρα τοποθετούμε και εδώ οπλισμό 2Ø14

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκού Δ6/Δ7.

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα από τον έλεγχο σε κάμψη για εφελκόμενο οπλισμό για δοκάρια Δ1/Δ2/Δ6/Δ7:

- Άνοιγμα για δοκό Δ1 : 2Ø14 κάτω ☞ εφελκόμενο
- Άνοιγμα για δοκό Δ2 : 2Ø14 κάτω ☞ εφελκόμενο
- Άνοιγμα για δοκό Δ6 : 2Ø14 κάτω ☞ εφελκόμενο
- Άνοιγμα για δοκό Δ7 : 2Ø14 κάτω ☞ εφελκόμενο
- Ακραίες στηρίξεις : 2Ø14 πάνω ☞ θλιπτική
- Μεσαία στήριξη : 2Ø14 πάνω ☞ θλιπτική

Αγκυρώσεις Δοκαριών Δ1/Δ2/Δ6/Δ7/Δ3/Δ5

ΑΝΩ ΣΙΔΕΡΟ

Σημείωση: Τα άνω σίδηρα έχουν περιοχή συνάφειας II. Άρα από δεδομένο πίνακα θεωρίας ($f_{bd}=0.7*2.3$)

$$\text{Αν } \varphi < 20 \rightarrow D = 5 * \varphi$$

$$\text{Για } \varphi = 14 \text{mm} \rightarrow D = 5 * 14 = 7 \text{cm}$$

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{0.7 * 2.3} = 945 \text{mm}$$

$$l_{bmin} = 0.3 * 945 = 285 \text{mm}$$

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 945 = 945 \text{mm}$ ($\alpha = 1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

$$\alpha_1 = b_{\text{υποστηλώματος}} - 5 * \varphi - c = 450 - 5 * 14 - 20 = 450 - 70 - 20 = 360 \text{mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 945 - 360 = 585 \text{ mm}$$

ΚΑΤΩ ΣΙΔΕΡΟ

Σημείωση: Τα κάτω σίδηρα έχουν περιοχή συνάφειας I. Άρα από δεδομένο πίνακα θεωρίας ($f_{bd}=2.3$)

$$\text{Αν } \varphi < 20 \rightarrow D = 5 * \varphi$$

$$\text{Για } \varphi = 14 \text{mm} \rightarrow D = 5 * 14 = 7 \text{cm}$$

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{\frac{500}{2.3}}{2.3} = 662 \text{mm}$$

$$l_{bmin} = 0.3 * 662 = 199 \text{mm}$$

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 662 = 662 \text{mm}$ ($\alpha = 1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

$$\alpha_1 = b_{\text{υποστηλώματος}} - 5 * \varphi - \varphi - c - 20 = 450 - 5 * 14 - 14 - 20 - 20 = 326 \text{mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 662 - 326 = 336 \text{ mm}$$

Αγκύρωση Δοκαριού Δ4

ΑΝΩ ΣΙΔΕΡΟ

Σημείωση: Τα άνω σίδηρα έχουν περιοχή συνάφειας II. Άρα από δεδομένο πίνακα θεωρίας ($f_{bd}=0.7*2.3$)

$$\text{Αν } \varphi < 20 \rightarrow D = 5 * \varphi$$

$$\text{Για } \varphi = 14 \text{mm} \rightarrow D = 5 * 14 = 7 \text{cm}$$

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{0.7 * 2.3} = 945 \text{ mm}$$

$$l_{bmin} = 0.3 * 945 = 285 \text{ mm}$$

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 945 = 945 \text{ mm}$ ($\alpha = 1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

$$\alpha_1 = b_{\text{υποστηλωματος}} - 5 * \varphi - c = 600 - 5 * 14 - 20 = 600 - 70 - 20 = 510 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 945 - 510 = 435 \text{ mm}$$

ΚΑΤΩ ΣΙΔΕΡΟ

Σημείωση: Τα κάτω σίδερα έχουν περιοχή συνάφειας I. Άρα από δεδομένο πίνακα θεωρίας ($f_{bd} = 2.3$)

$$\text{Αν } \varphi < 20 \rightarrow D = 5 * \varphi$$

$$\text{Για } \varphi = 14 \text{ mm} \rightarrow D = 5 * 14 = 7 \text{ cm}$$

$$l_b = \frac{\Phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} * \frac{\frac{500}{1.15}}{2.3} = 662 \text{ mm}$$

$$l_{bmin} = 0.3 * 662 = 199 \text{ mm}$$

$l_{bnet} = \alpha * l_b = 1.00 * 662 = 662 \text{ mm}$ ($\alpha = 1.00$ γιατί έχουμε ευθύγραμμη αγκύρωση σε θλίψη και σε εφελκυσμό).

$$\alpha_1 = b_{\text{υποστηλωματος}} - 5 * \varphi - \varphi - c - 20 = 600 - 5 * 14 - 14 - 20 - 20 = 476 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = l_{bnet} - \alpha_1 = 662 - 476 = 186 \text{ mm}$$

Από έλεγχο λοιπόν σε κάμψη με ΕΜΠ:

Δ_1, Δ_6 : $A_s = 1.86 \text{ cm}^2$ επιλέγουμε από πίνακα ΕΜΠ για αυτή την τιμή το 2Ø14 ☞
 $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

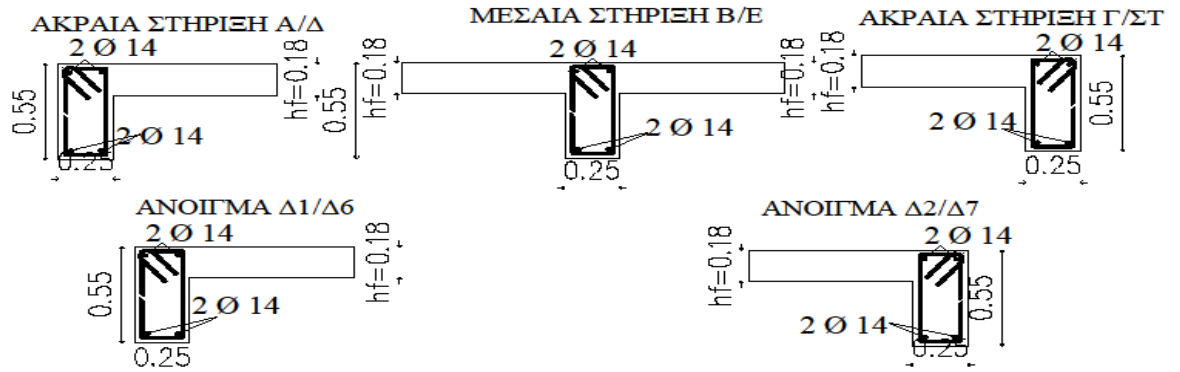
Δ_2, Δ_7 : $A_s = 1.86 \text{ cm}^2$ επιλέγουμε από πίνακα ΕΜΠ για αυτή την τιμή το 2Ø14 ☞
 $A_s = 3.08 \Delta_1 - \Delta_2$

Δ_3, Δ_5 : $A_s = 1.86 \text{ cm}^2$ επιλέγουμε από πίνακα ΕΜΠ για αυτή την τιμή το 2Ø14 ☞
 $A_s = 3.08$

Πρακτικά για τα **ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ** για κάθε $\Delta_1 - \Delta_2$ και $\Delta_6 - \Delta_7$ παίρνουμε το 1/4 της μεγαλύτερης τιμής (εδώ οι τιμές είναι ίδιες) δηλαδή, $3.08 * 1/4 = 0.77 \text{ cm}^2$ και για τη **ΣΤΗΡΙΞΗ** παίρνουμε 1/2 . Επειδή στην άσκηση μας έχω μικρό σπλισμό αφήνω αυτό που ήδη έχω βρει, δηλαδή, 2Ø14 . Επιπρόσθετα, για τα **ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ** $\Delta_3, \Delta_4, \Delta_5$ τοποθετούμε 2Ø14 κάτω και πάνω τοποθετούμε το 1/4 του 2Ø14 δηλαδή, $3.08 * 1/4 = 0.77 \text{ cm}^2$ και για τη **ΣΤΗΡΙΞΗ** τοποθετούμε 2Ø14 πάνω και κάτω τοποθετούμε το 1/4 του 2Ø14 δηλαδή, $3.08 * 1/4 = 0.77 \text{ cm}^2$.

Επιλογή οπλισμού- Τομές

ΕΠΙΛΟΓΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ/ΤΟΜΕΣ

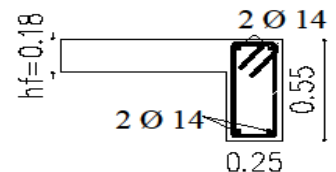
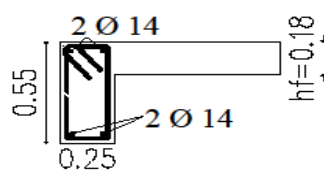
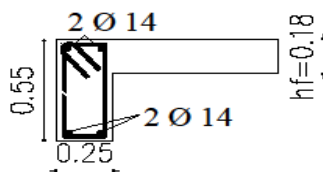


ΕΠΙΛΟΓΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ/ΤΟΜΕΣ

ΤΟΜΗ ΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ Δ/ΣΤ

ΚΑΘΕΤΗ ΤΟΜΗ ΣΤΟ ΑΝΟΙΓΜΑ Δ3/Δ5

ΤΟΜΗ ΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ Α/Γ

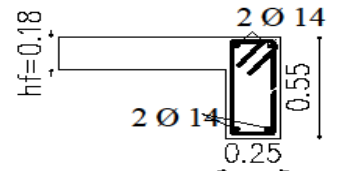
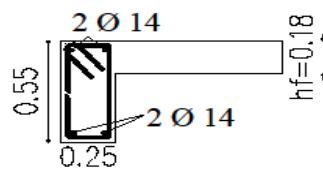
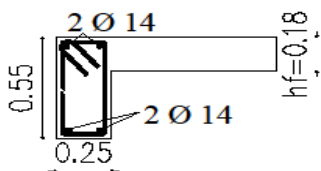


ΕΠΙΛΟΓΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ/ΤΟΜΕΣ

ΤΟΜΗ ΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ Ε

ΚΑΘΕΤΗ ΤΟΜΗ ΣΤΟ ΑΝΟΙΓΜΑ Δ4

ΤΟΜΗ ΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ Β



Έλεγχος σε διάτμηση με κατασκευαστικές διατάξεις (Κ.Δ)

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ2

$$l_{\text{κρίσιμο}} = h = 55\text{cm} = 0.55\text{m}$$

- Συνδετήρες εντός $l_{\text{κρίσιμου}}$ ($\Phi 6/\text{maxs}$)

$$\text{maxs} = \text{mins} \left\{ \begin{array}{l} 1/4 * h = 1/4 * 55 = 13.75\text{cm} \\ 8\Phi_{L\text{min}} = 8 * 1.4 = \mathbf{11.20\text{cm}} \\ 24 \Phi_w = 24 * 0.6 = 14.40\text{cm} \\ 22.50\text{cm} \end{array} \right\} \text{Άρα τοποθετούμε οπλισμό } \Phi 6/10$$

- Συνδετήρες εκτός $l_{\text{κρίσιμου}}$ ($\Phi 6/\text{maxs}$)

$$\text{maxs} = 0.75 * d = 0.75 * (b - c) = 0.75 * (0.55 - 0.02) = 0.75 * 0.53 = 0.39$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό $\Phi 6/39$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκού Δ6/Δ7.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ3

$$l_{\text{κρίσιμο}} = h = 55\text{cm} = 0.55\text{m}$$

- Συνδετήρες εντός $l_{\text{κρίσιμου}}$ ($\Phi 6/\text{maxs}$)

$$\text{maxs} = \text{mins} \left\{ \begin{array}{l} 1/4 * h = 1/4 * 55 = 13.75\text{cm} \\ 8\Phi_{L\text{min}} = 8 * 1.4 = \mathbf{11.20\text{cm}} \\ 24 \Phi_w = 24 * 0.6 = 14.40\text{cm} \\ 22.50\text{cm} \end{array} \right\} \text{Άρα τοποθετούμε οπλισμό } \Phi 6/10$$

- Συνδετήρες εκτός $l_{\text{κρίσιμου}}$ ($\Phi 6/\text{maxs}$)

- $\text{maxs} = 0.75 * d = 0.75 * (b - c) = 0.75 * (0.55 - 0.02) = 0.75 * 0.53 = 0.39$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό $\Phi 6/39$

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για το δοκάρι Δ5.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ4

$$l_{\text{κρίσιμο}} = h = 55\text{cm} = 0.55\text{m}$$

- Συνδετήρες εντός $l_{\text{κρίσιμου}}$ ($\Phi 6/\text{maxs}$)

$$\text{maxs} = \text{mins} \left\{ \begin{array}{l} 1/4 * h = 1/4 * 55 = 13.75\text{cm} \\ 8\Phi_{L\text{min}} = 8 * 1.4 = \mathbf{11.20\text{cm}} \\ 24 \Phi_w = 24 * 0.6 = 14.40\text{cm} \\ 22.50\text{cm} \end{array} \right\} \text{Άρα τοποθετούμε οπλισμό } \Phi 6/10$$

- Συνδετήρες εκτός $l_{\text{κρίσιμου}}$ ($\Phi 6/\text{maxs}$)

$$\text{maxs} = 0.75 * d = 0.75 * (b - c) = 0.75 * (0.55 - 0.02) = 0.75 * 0.53 = 0.39$$

Άρα τοποθετούμε οπλισμό $\Phi 6/39$

Έλεγχος σε διάτμηση

Σημείωση: Τον έλεγχο αυτό τον κάνουμε μόνο στο κρίσιμο μήκος. Υπολογίζω από τις δύο τιμές V_{sd} τη μεγαλύτερη για την άσκηση.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ1/Δ2

c) Βρίσκω $V_{Rd2} = 480 \text{ KN} > V_{sd} = 106.62 \text{ KN}$

Επομένως, συνεχίζουμε και υπολογίζουμε V_{Rd3}

d) $V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd}$

Οπου:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * p_l)] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$ (σταθερό)

- $k = 1.6 - d = 1.6 - (h - c) = 1.6 - (0.55 - 0.02) = 1.6 - 0.53 = 1.1$

- $p_l = \frac{2\Phi 14}{b * h} = \frac{3.08}{25 * 55} = 0.00224$

- $b_w = 0.25$

- $d = 0.55 - 0.02 = 0.53$

$$\text{Άρα } V_{Rd1} = [0.26 * 1.1 * (1.2 + 40 * 0.00224)] * 0.25 * 0.53 = 0.049 \text{ MN} = 49 \text{ KN}$$

$$\text{και } V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} * 0.9 * d * f_{yd} = \frac{0.28}{10} * 0.9 * 53 * \frac{50}{1.15} = 58.07 \text{ KN}$$

$$\text{Επομένως } V_{Rd3} = 49 + 58.07 = 107.07 \text{ KN} > V_{sd} = 106.62 \text{ KN}$$

Άρα έχουμε συνδετήρες $\Phi 6/10$ εντός κρίσιμου μήκους.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για τις δοκού $\Delta 6/\Delta 7$.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ3

- e) Βρίσκω $V_{Rd2} = 480 \text{ KN} > V_{sd} = 65.80 \text{ KN}$
Επομένως , συνεχίζουμε και υπολογίζουμε V_{Rd3}
- f) $V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd}$

Όπου:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * \rho_l)] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$ (σταθερό)
- $k = 1.6 - d = 1.6 - (h - c) = 1.6 - (0.55 - 0.02) = 1.6 - 0.53 = 1.1$
- $\rho_l = \frac{2\phi 14}{b * h} = \frac{3.08}{25 * 55} = 0.00224$
- $b_w = 0.25$
- $d = 0.55 - 0.02 = 0.53$

$$\text{Άρα } V_{Rd1} = [0.26 * 1.1 * (1.2 + 40 * 0.00224)] * 0.25 * 0.53 = 0.049 \text{ MN} = 49 \text{ KN}$$

$$\text{και } V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} * 0.9 * d * f_{yd} = \frac{0.28}{10} * 0.9 * 53 * \frac{50}{1.15} = 58.07 \text{ KN}$$

$$\text{Επομένως } V_{Rd3} = 49 + 58.07 = 107.07 \text{ KN} > V_{sd} = 65.80 \text{ KN}$$

Άρα έχουμε συνδετήρες $\Phi 6/10$ εντός κρίσιμου μήκους.

Σημείωση: Κατά τον ίδιο τρόπο λόγω συμμετρίας της κατασκευής βρίσκουμε τις ίδιες τιμές και για το δοκάρι Δ5.

ΓΙΑ ΔΟΚΑΡΙ Δ4

- g) Βρίσκω $V_{Rd2} = 480 \text{ KN} > V_{sd} = 87.56 \text{ KN}$
Επομένως , συνεχίζουμε και υπολογίζουμε V_{Rd3}
- h) $V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd}$

Όπου:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} * k * (1.2 + 40 * \rho_l)] * b_w * d$$

- $T_{Rd} = 0.26 \text{ MP}$ (σταθερό)
- $k = 1.6 - d = 1.6 - (h - c) = 1.6 - (0.55 - 0.02) = 1.6 - 0.53 = 1.1$
- $\rho_l = \frac{2\phi 14}{b * h} = \frac{3.08}{25 * 55} = 0.00224$
- $b_w = 0.25$
- $d = 0.55 - 0.02 = 0.53$

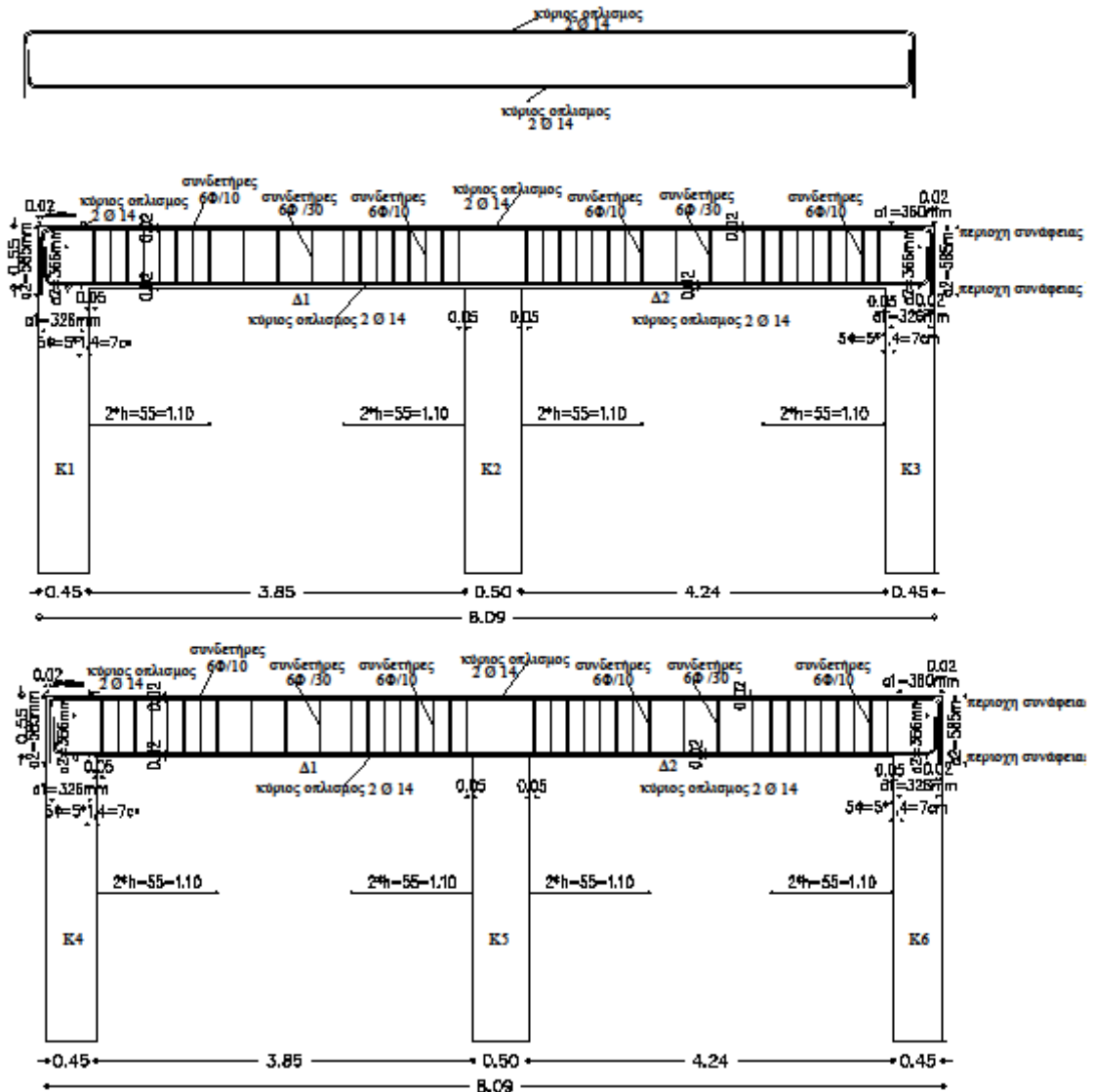
$$\text{Άρα } V_{Rd1} = [0.26 * 1.1 * (1.2 + 40 * 0.00224)] * 0.25 * 0.53 = 0.049 \text{ MN} = 49 \text{ KN}$$

$$\text{και } V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} * 0.9 * d * f_{yd} = \frac{0.28}{10} * 0.9 * 53 * \frac{50}{1.15} = 58.07 \text{ KN}$$

$$\text{Επομένως } V_{Rd3} = 49 + 58.07 = 107.07 \text{ KN} > V_{sd} = 87.56 \text{ KN}$$

Άρα έχουμε συνδετήρες $\Phi 6/10$ εντός κρίσιμου μήκους.

ΑΝΑΠΤΥΓΜΑ ΟΠΛΙΣΜΩΝ



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ - ΠΙΝΑΚΕΣ

ΠΑΡΑΠΟΜΠΗ 1

ΝΕΟΣ ΧΑΡΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΔΗΜΩΝ

Α/Α ΝΟΜΟΥ	ΝΟΜΟΣ	ΔΗΜΟΙ	ΖΩΝΗ	ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (g)
1	ΑΘΗΝΩΝ	Δ. ΑΓΙΑΣ ΒΑΡΒΑΡΑΣ	1	0.16
		Δ. ΑΓΙΑΣ ΠΑΡΑΣΚΕΥΗΣ	1	0.16
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΔΗΜΗΤΡΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΘΗΝΑΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΑΙΓΑΛΕΩ	1	0.16
		Δ. ΑΛΙΜΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΜΑΡΟΥΣΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΡΓΥΡΟΥΠΟΛΕΩΣ	1	0.16
		Δ. ΒΡΙΛΗΣΣΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΒΥΡΩΝΟΣ	1	0.16
		Δ. ΓΑΛΑΤΣΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΓΛΥΦΑΔΑΣ	1	0.16
		Δ. ΔΑΦΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ	1	0.16
		Δ. ΖΩΓΡΑΦΟΥ	1	0.16
		Δ. ΗΛΙΟΥΠΟΛΕΩΣ	1	0.16
		Δ. ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΑΙΣΑΡΙΑΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΚΑΛΛΙΘΕΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΗΦΙΣΙΑΣ	1	0.16
Δ. ΜΕΛΙΣΣΙΩΝ	1	0.16		
Δ. ΜΟΣΧΑΤΟΥ	1	0.16		

		Δ. ΝΕΑΣ ΕΡΥΘΡΑΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΝΕΑΣ ΙΩΝΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΝΕΑΣ ΣΜΥΡΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΝΕΑΣ ΧΑΛΚΗΔΟΝΟΣ	1	0.16
		Δ. ΝΕΟΥ ΨΥΧΙΚΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΑΛΑΙΟΥ ΦΑΛΗΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΑΠΑΓΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΕΡΙΣΤΕΡΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΕΥΚΗΣ	1	0.16
		Δ. ΤΑΥΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΥΜΗΤΤΟΥ	1	0.16
		Δ. ΦΙΛΟΘΕΗΣ	1	0.16
		Δ. ΧΑΪΔΑΡΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΧΑΛΑΝΔΡΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΧΟΛΑΡΓΟΥ	1	0.16
		Δ. ΨΥΧΙΚΟΥ	1	0.16
		Κ. ΕΚΑΛΗΣ	1	0.16
		Κ. ΝΕΑΣ ΠΕΝΤΕΛΗΣ	1	0.16
		Κ. ΠΕΝΤΕΛΗΣ	1	0.16
		Δ. ΑΓΙΩΝ ΑΝΑΡΓΥΡΩΝ	2	0.24
		Δ. ΙΛΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΚΑΜΑΤΕΡΟΥ	2	0.24
		Δ. ΛΥΚΟΒΡΥΣΕΩΣ	2	0.24
		Δ. ΜΕΤΑΜΟΡΦΩΣΕΩΣ	2	0.24
		Δ. ΝΕΑΣ ΦΙΛΑΔΕΛΦΕΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΠΕΤΡΟΥΠΟΛΕΩΣ	2	0.24
2	ΑΙΤΩΛΟΑΚΑΡΝΑΝΙΑΣ	Δ. ΑΓΓΕΛΟΚΑΣΤΡΟΥ	2	0.24
		Δ. ΑΓΡΙΝΙΟΥ	2	0.24

	Δ. ΑΙΤΩΛΙΚΟΥ	2	0.24
	Δ. ΑΜΦΙΛΟΧΙΑΣ	2	0.24
	Δ. ΑΝΑΚΤΟΡΙΟΥ	2	0.24
	Δ. ΑΝΤΙΡΡΙΟΥ	2	0.24
	Δ. ΑΠΟΔΟΤΙΑΣ	2	0.24
	Δ. ΑΡΑΚΥΝΘΟΥ	2	0.24
	Δ. ΑΣΤΑΚΟΥ	2	0.24
	Δ. ΘΕΡΜΟΥ	2	0.24
	Δ. ΘΕΣΤΙΕΩΝ	2	0.24
	Δ. ΙΕΡΑΣ ΠΟΛΗΣ ΜΕΣΟΛΟΓΓΙΟΥ	2	0.24
	Δ. ΙΝΑΧΟΥ	2	0.24
	Δ. ΜΑΚΡΥΝΕΙΑΣ	2	0.24
	Δ. ΜΕΔΕΩΝΟΣ	2	0.24
	Δ. ΜΕΝΙΔΙΟΥ	2	0.24
	Δ. ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ	2	0.24
	Δ. ΝΕΑΠΟΛΗΣ	2	0.24
	Δ. ΟΙΝΙΑΔΩΝ	2	0.24
	Δ. ΠΑΝΑΙΤΩΛΙΚΟΥ	2	0.24
	Δ. ΠΑΡΑΒΟΛΑΣ	2	0.24
	Δ. ΠΑΡΑΚΑΜΠΥΛΙΩΝ	2	0.24
	Δ. ΠΛΑΤΑΝΟΥ	2	0.24
	Δ. ΠΥΛΛΗΝΗΣ	2	0.24
	Δ. ΣΤΡΑΤΟΥ	2	0.24
	Δ. ΦΥΤΕΙΩΝ	2	0.24
	Δ. ΧΑΛΚΕΙΑΣ	2	0.24
	Δ. ΑΛΥΖΙΑΣ	3	0.36
	Δ. ΚΕΚΡΟΠΙΑΣ	3	0.36

3	ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ	Δ. ΑΡΤΕΜΙΔΟΣ	1	0.16
		Δ. ΒΑΡΗΣ	1	0.16
		Δ. ΒΟΥΛΑΣ	1	0.16
		Δ. ΒΟΥΛΙΑΓΜΕΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΓΕΡΑΚΑ	1	0.16
		Δ. ΓΛΥΚΩΝ ΝΕΡΩΝ	1	0.16
		Δ. ΚΑΛΥΒΙΩΝ ΘΟΡΙΚΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΕΡΑΤΕΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΡΩΠΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΛΑΥΡΕΩΤΙΚΗΣ	1	0.16
		Δ. ΜΑΡΑΘΩΝΟΣ	1	0.16
		Δ. ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟΥ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΝΕΑΣ ΜΑΚΡΗΣ	1	0.16
		Δ. ΠΑΙΑΝΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΠΑΛΛΗΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΡΑΦΗΝΑΣ	1	0.16
		Δ. ΣΠΑΤΩΝ ΛΟΥΤΣΑΣ	1	0.16
		Κ. ΑΓΙΟΥ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ	1	0.16
		Κ. ΑΝΑΒΥΣΣΟΥ	1	0.16
		Κ. ΑΝΘΟΥΣΗΣ	1	0.16
		Κ. ΑΝΟΙΞΕΩΣ	1	0.16
		Κ. ΓΡΑΜΜΑΤΙΚΟΥ	1	0.16
		Κ. ΔΙΟΝΥΣΟΥ	1	0.16
		Κ. ΔΡΟΣΙΑΣ	1	0.16
		Κ. ΚΟΥΒΑΡΑ	1	0.16
		Κ. ΠΑΛΑΙΑΣ ΦΩΚΑΙΑΣ	1	0.16
Κ. ΠΙΚΕΡΜΙΟΥ	1	0.16		

		Κ. ΡΟΔΟΠΟΛΕΩΣ	1	0.16
		Κ. ΣΑΡΩΝΙΔΟΣ	1	0.16
		Κ. ΣΤΑΜΑΤΑΣ	1	0.16
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΣΤΕΦΑΝΟΥ	2	0.24
		Δ. ΑΥΛΩΝΟΣ	2	0.24
		Δ. ΑΧΑΡΝΩΝ	2	0.24
		Κ. ΑΦΙΔΝΩΝ	2	0.24
		Κ. ΒΑΡΝΑΒΑ	2	0.24
		Κ. ΘΡΑΚΟΜΑΚΕΔΟΝΩΝ	2	0.24
		Κ. ΚΑΛΑΜΟΥ	2	0.24
		Κ. ΚΑΠΑΝΔΡΙΤΙΟΥ	2	0.24
		Κ. ΚΡΥΟΝΕΡΙΟΥ	2	0.24
		Κ. ΜΑΛΑΚΑΣΗΣ	2	0.24
		Κ. ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟΥ ΩΡΩΠΟΥ	2	0.24
		Κ. ΝΕΩΝ ΠΑΛΑΤΙΩΝ	2	0.24
		Κ. ΠΟΛΥΔΕΝΔΡΙΟΥ	2	0.24
		Κ. ΣΚΑΛΑΣ ΩΡΩΠΟΥ	2	0.24
		Κ. ΣΥΚΑΜΙΝΟΥ	2	0.24
		Κ. ΩΡΩΠΟΥ	2	0.24
4	ΑΡΓΟΛΙΔΑΣ	Δ. ΑΡΓΟΥΣ	1	0.16
		Δ. ΕΡΜΙΟΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΚΡΑΝΙΔΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΛΕΡΝΑΣ	1	0.16
		Δ. ΝΑΥΠΛΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΝΕΑΣ ΚΙΟΥ	1	0.16
		Κ. ΑΧΛΑΔΟΚΑΜΠΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΣΙΝΗΣ	2	0.24

		Δ. ΑΣΚΛΗΠΙΕΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΕΠΙΔΑΥΡΟΥ	2	0.24
		Δ. ΚΟΥΤΣΟΠΟΔΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΛΥΡΚΕΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΜΙΔΕΑΣ	2	0.24
		Δ. ΜΥΚΗΝΑΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΝΕΑΣ ΤΙΡΥΝΘΑΣ	2	0.24
		Κ. ΑΛΕΑΣ	2	0.24
5	ΑΡΚΑΔΙΑΣ	Δ. ΑΠΟΛΛΩΝΟΣ	1	0.16
		Δ. ΒΑΛΤΕΤΣΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΒΟΡΕΙΑΣ ΚΥΝΟΥΡΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΓΟΡΤΥΝΟΣ	1	0.16
		Δ. ΔΗΜΗΤΣΑΝΑΣ	1	0.16
		Δ. ΗΡΑΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΟΡΥΘΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΛΕΩΝΙΔΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΣΚΥΡΙΤΙΔΑΣ	1	0.16
		Δ. ΤΕΓΕΑΣ	1	0.16
		Δ. ΤΡΙΚΟΛΩΝΩΝ	1	0.16
		Δ. ΤΡΙΠΟΛΗΣ	1	0.16
		Δ. ΦΑΛΑΝΘΟΥ	1	0.16
		Κ. ΚΟΣΜΑ	1	0.16
		Δ. ΒΥΤΙΝΑΣ	2	0.24
		Δ. ΚΛΕΙΤΟΡΟΣ	2	0.24
		Δ. ΚΟΝΤΟΒΑΖΑΙΝΗΣ	2	0.24
		Δ. ΛΑΓΚΑΔΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΛΕΒΙΔΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΜΑΝΤΙΝΕΙΑΣ	2	0.24
Δ. ΜΕΓΑΛΟΠΟΛΗΣ	2	0.24		

		Δ. ΤΡΟΠΑΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΦΑΛΛΙΣΙΑΣ	2	0.24
6	ΑΡΤΑΣ		2	0.24
7	ΑΧΑΪΑΣ		2	0.24
8	ΒΟΙΩΤΙΑΣ		2	0.24
9	ΓΡΕΒΕΝΩΝ		1	0.16
10	ΔΡΑΜΑΣ		1	0.16
11	ΔΥΤΙΚΗ ΑΤΤΙΚΗ		2	0.24
12	ΔΩΔΕΚΑΝΗΣΣΟΥ	Δ. ΚΑΛΥΜΝΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΛΕΙΨΩΝ	1	0.16
		Δ. ΛΕΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΑΤΜΟΥ	1	0.16
		Κ. ΑΓΑΘΟΝΗΣΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΡΧΑΓΓΕΛΟΥ	2	0.24
		Δ. ΑΣΤΥΠΑΛΛΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΑΤΤΑΒΥΡΟΥ	2	0.24
		Δ. ΑΦΑΝΤΟΥ	2	0.24
		Δ. ΔΙΚΑΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΗΡΑΚΛΕΙΔΩΝ	2	0.24
		Δ. ΙΑΛΥΣΟΥ	2	0.24
		Δ. ΚΑΛΛΙΘΕΑΣ	2	0.24
		Δ. ΚΑΜΕΙΡΟΥ	2	0.24
		Δ. ΚΑΡΠΑΘΟΥ	2	0.24
		Δ. ΚΑΣΟΥ	2	0.24
		Δ. ΚΩ	2	0.24
		Δ. ΛΙΝΔΙΩΝ	2	0.24
Δ. ΜΕΓΙΣΤΗΣ	2	0.24		
Δ. ΝΙΣΥΡΟΥ	2	0.24		
Δ. ΝΟΤΙΑΣ ΡΟΔΟΥ	2	0.24		

		Δ. ΠΕΤΑΛΟΥΔΩΝ	2	0.24
		Δ. ΡΟΔΟΥ	2	0.24
		Δ. ΣΥΜΗΣ	2	0.24
		Δ. ΤΗΛΟΥ	2	0.24
		Δ. ΧΑΛΚΗΣ	2	0.24
		Κ. ΟΛΥΜΠΟΥ	2	0.24
13	ΕΒΡΟΥ	Δ. ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΥΠΟΛΗΣ	1	0.16
		Δ. ΒΥΣΣΑΣ	1	0.16
		Δ. ΔΙΔΥΜΟΤΕΙΧΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΥΠΡΙΝΟΥ	1	0.16
		Δ. ΜΕΤΑΞΑΔΩΝ	1	0.16
		Δ. ΟΡΕΣΤΙΑΔΟΣ	1	0.16
		Δ. ΟΡΦΕΑ	1	0.16
		Δ. ΣΟΥΦΛΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΤΡΑΙΑΝΟΥΠΟΛΗΣ	1	0.16
		Δ. ΤΡΙΓΩΝΟΥ	1	0.16
		Δ. ΤΥΧΕΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΦΕΡΩΝ	1	0.16
		Δ. ΣΑΜΟΘΡΑΚΗΣ	2	0.24
14	ΕΥΒΟΙΑΣ	Δ. ΑΜΑΡΥΝΘΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΑΥΛΩΝΟΣ ΕΥΒΟΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΔΙΡΦΥΩΝ	1	0.16
		Δ. ΔΥΣΤΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΚΑΡΥΣΤΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΟΝΙΣΤΡΩΝ	1	0.16
		Δ. ΚΥΜΗΣ	1	0.16
		Δ. ΜΑΡΜΑΡΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΣΤΥΡΑΙΩΝ	1	0.16

		Δ. ΤΑΜΙΝΑΙΩΝ	1	0.16
		Κ. ΚΑΦΗΡΕΩΣ	1	0.16
		Δ. ΑΙΔΗΨΟΥ	2	0.24
		Δ. ΑΝΘΗΔΩΝΟΣ	2	0.24
		Δ. ΑΡΤΕΜΙΣΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΑΥΛΙΔΟΣ	2	0.24
		Δ. ΕΛΥΜΝΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΕΡΕΤΡΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΙΣΤΙΑΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΚΗΡΕΩΣ	2	0.24
		Δ. ΛΗΛΑΝΤΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΜΕΣΣΑΠΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΝΕΑΣ ΑΡΤΑΚΗΣ	2	0.24
		Δ. ΝΗΛΕΩΣ	2	0.24
		Δ. ΣΚΥΡΟΥ	2	0.24
		Δ. ΧΑΛΚΙΔΕΩΝ	2	0.24
		Δ. ΩΡΕΩΝ	2	0.24
		Κ. ΛΙΧΑΔΟΣ	2	0.24
15	ΕΥΡΥΤΑΝΙΑΣ		2	0.24
16	ΖΑΚΥΝΘΟΥ		3	0.36
17	ΗΛΕΙΑΣ	Δ. ΑΛΙΦΕΙΡΑΣ	1	0.16
		Δ. ΑΝΔΡΙΤΣΑΙΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΑΜΑΛΙΑΔΟΣ	2	0.24
		Δ. ΑΝΔΡΑΒΙΔΑΣ	2	0.24
		Δ. ΑΡΧΑΙΑΣ ΟΛΥΜΠΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΒΑΡΘΟΛΟΜΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΒΟΥΠΡΑΣΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΒΩΛΑΚΟΣ	2	0.24
		Δ. ΓΑΣΤΟΥΝΗΣ	2	0.24

		Δ. ΖΑΧΑΡΩΣ	2	0.24
		Δ. ΙΑΡΔΑΝΟΥ	2	0.24
		Δ. ΚΑΣΤΡΟΥ - ΚΥΛΛΗΝΗΣ	2	0.24
		Δ. ΛΑΜΠΕΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΛΑΣΙΩΝΟΣ	2	0.24
		Δ. ΛΕΧΑΙΝΩΝ	2	0.24
		Δ. ΠΗΝΕΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΠΥΡΓΟΥ	2	0.24
		Δ. ΣΚΙΛΛΟΥΝΤΟΣ	2	0.24
		Δ. ΤΡΑΓΑΝΟΥ	2	0.24
		Δ. ΦΙΓΑΛΕΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΦΟΛΟΗΣ	2	0.24
		Δ. ΩΛΕΝΗΣ	2	0.24
18	ΗΜΑΘΙΑΣ		1	0.16
19	ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ		2	0.24
20	ΘΕΣΠΡΩΤΙΑΣ		2	0.24
21	ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ	Δ. ΑΓΙΟΥ ΑΘΑΝΑΣΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΠΑΥΛΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΜΠΕΛΟΚΗΠΩΝ	1	0.16
		Δ. ΑΞΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΒΑΣΙΛΙΚΩΝ	1	0.16
		Δ. ΕΛΕΥΘΕΡΙΟΥ-ΚΟΡΔΕΛΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΕΠΑΝΟΜΗΣ	1	0.16
		Δ. ΕΥΟΣΜΟΥ	1	0.16
		Δ. ΕΧΕΔΩΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΘΕΡΜΑΙΚΟΥ	1	0.16
		Δ. ΘΕΡΜΗΣ	1	0.16
		Δ. ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ	1	0.16

	Δ. ΚΑΛΑΜΑΡΙΑΣ	1	0.16
	Δ. ΚΟΥΦΑΛΙΩΝ	1	0.16
	Δ. ΜΕΝΕΜΕΝΗΣ	1	0.16
	Δ. ΜΗΧΑΝΙΩΝΑΣ	1	0.16
	Δ. ΜΙΚΡΑΣ	1	0.16
	Δ. ΝΕΑΠΟΛΕΩΣ	1	0.16
	Δ. ΠΑΝΟΡΑΜΑΤΟΣ	1	0.16
	Δ. ΠΟΛΙΧΝΗΣ	1	0.16
	Δ. ΠΥΛΑΙΑΣ	1	0.16
	Δ. ΣΤΑΥΡΟΥΠΟΛΕΩΣ	1	0.16
	Δ. ΣΥΚΕΩΝ	1	0.16
	Δ. ΤΡΙΑΝΔΡΙΑΣ	1	0.16
	Δ. ΧΑΛΑΣΤΡΑΣ	1	0.16
	Δ. ΧΑΛΚΗΔΟΝΟΣ	1	0.16
	Δ. ΧΟΡΤΙΑΤΗ	1	0.16
	Δ. ΩΡΑΙΟΚΑΣΤΡΟΥ	1	0.16
	Κ. ΕΥΚΑΡΠΙΑΣ	1	0.16
	Κ. ΠΕΥΚΩΝ	1	0.16
	Δ. ΑΓΙΟΥ ΓΕΩΡΓΙΟΥ	2	0.24
	Δ. ΑΠΟΛΛΩΝΙΑΣ	2	0.24
	Δ. ΑΡΕΘΟΥΣΑΣ	2	0.24
	Δ. ΑΣΣΗΡΟΥ	2	0.24
	Δ. ΒΕΡΤΙΣΚΟΥ	2	0.24
	Δ. ΕΓΝΑΤΙΑΣ	2	0.24
	Δ. ΚΑΛΛΙΘΕΑΣ	2	0.24
	Δ. ΚΑΛΛΙΝΔΟΙΩΝ	2	0.24
	Δ. ΚΟΡΩΝΕΙΑΣ	2	0.24
	Δ. ΛΑΓΚΑΔΑ	2	0.24

		Δ. ΛΑΧΑΝΑ	2	0.24
		Δ. ΜΑΔΥΤΟΥ	2	0.24
		Δ. ΜΥΓΔΟΝΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΡΕΝΤΙΝΑΣ	2	0.24
		Δ. ΣΟΧΟΥ	2	0.24
22	ΙΩΑΝΝΙΝΩΝ	Δ. ΑΓΙΟΥ ΔΗΜΗΤΡΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΝΑΤΟΛΗΣ	1	0.16
		Δ. ΑΝΑΤΟΛΙΚΟΥ ΖΑΓΟΡΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΝΩ ΚΑΛΑΜΑ	1	0.16
		Δ. ΑΝΩ ΠΩΓΩΝΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΔΩΔΩΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΕΓΝΑΤΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΕΚΑΛΗΣ	1	0.16
		Δ. ΕΥΡΥΜΕΝΩΝ	1	0.16
		Δ. ΖΙΤΣΑΣ	1	0.16
		Δ. ΙΩΑΝΝΙΤΩΝ	1	0.16
		Δ. ΚΑΛΠΑΚΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΑΤΣΑΝΟΧΩΡΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΚΕΝΤΡΙΚΟΥ ΖΑΓΟΡΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΟΝΙΤΣΑΣ	1	0.16
		Δ. ΜΑΣΤΟΡΟΧΩΡΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΜΕΤΣΟΒΟΥ	1	0.16
		Δ. ΜΠΙΖΑΝΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΑΜΒΩΤΙΔΟΣ	1	0.16
		Δ. ΠΑΣΑΡΩΝΟΣ	1	0.16
		Δ. ΠΕΡΑΜΑΤΟΣ	1	0.16
		Δ. ΤΖΟΥΜΕΡΚΩΝ	1	0.16
Δ. ΤΥΜΦΗΣ	1	0.16		

		Κ. ΑΕΤΟΜΗΛΙΤΣΗΣ	1	0.16
		Κ. ΒΑΘΥΠΕΔΟΥ	1	0.16
		Κ. ΒΟΒΟΥΣΗΣ	1	0.16
		Κ. ΔΙΣΤΡΑΤΟΥ	1	0.16
		Κ. ΜΗΛΕΑΣ	1	0.16
		Κ. ΝΗΣΟΥ ΙΩΑΝΝΙΝΩΝ	1	0.16
		Κ. ΠΑΠΙΓΚΟΥ	1	0.16
		Κ. ΠΩΓΩΝΙΑΝΗΣ	1	0.16
		Κ. ΣΙΡΑΚΟΥ	1	0.16
		Κ. ΦΟΥΡΚΑΣ	1	0.16
		Δ. ΔΕΛΒΙΝΑΚΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΔΕΡΒΙΖΙΑΝΩΝ	2	0.24
		Δ. ΜΟΛΟΣΣΩΝ	2	0.24
		Δ. ΠΡΑΜΑΝΤΩΝ	2	0.24
		Δ. ΣΕΛΛΩΝ	2	0.24
		Κ. ΚΑΛΑΡΙΤΩΝ	2	0.24
		Κ. ΛΑΒΔΑΝΗΣ	2	0.24
		Κ. ΜΑΤΣΟΥΚΙΟΥ	2	0.24
23	ΚΑΒΑΛΑΣ		1	0.16
24	ΚΑΡΔΙΤΣΑΣ		2	0.24
25	ΚΑΣΤΟΡΙΑΣ		1	0.16
26	ΚΕΡΚΥΡΑΣ		2	0.24
27	ΚΕΦΑΛΛΗΝΙΑΣ		3	0.36
28	ΚΙΛΚΙΣ	Δ. ΓΟΥΜΕΝΙΣΣΑΣ	1	0.16
		Κ. ΛΙΒΑΔΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΑΞΙΟΥΠΟΛΗΣ	2	0.24
		Δ. ΓΑΛΛΙΚΟΥ	2	0.24
		Δ. ΔΟΪΡΑΝΗΣ	2	0.24

		Δ. ΕΥΡΩΠΟΥ	2	0.24
		Δ. ΚΙΛΚΙΣ	2	0.24
		Δ. ΚΡΟΥΣΣΩΝ	2	0.24
		Δ. ΜΟΥΡΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΠΙΚΡΟΛΙΜΝΗΣ	2	0.24
		Δ. ΠΟΛΥΚΑΣΤΡΟΥ	2	0.24
		Δ. ΧΕΡΣΟΥ	2	0.24
29	ΚΟΖΑΝΗΣ		1	0.16
29	ΚΟΡΙΝΘΙΑΣ		2	0.24
30	ΚΥΚΛΑΔΩΝ	Δ. ΑΝΔΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΝΩ ΣΥΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΔΡΥΜΑΛΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΕΞΩΜΒΟΥΡΓΟΥ	1	0.16
		Δ. ΕΡΜΟΥΠΟΛΕΩΣ	1	0.16
		Δ. ΚΕΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΟΡΘΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΥΘΝΟΥ	1	0.16
		Δ. ΜΗΛΟΥ	1	0.16
		Δ. ΜΥΚΟΝΟΥ	1	0.16
		Δ. ΝΑΞΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΑΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΟΣΕΙΔΩΝΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΣΕΡΙΦΟΥ	1	0.16
		Δ. ΣΙΦΝΟΥ	1	0.16
		Δ. ΤΗΝΟΥ	1	0.16
		Δ. ΥΔΡΟΥΣΑΣ	1	0.16
Κ. ΑΝΤΙΠΑΡΟΥ	1	0.16		
Κ. ΔΟΝΟΥΣΗΣ	1	0.16		

		Κ. ΗΡΑΚΛΕΙΑΣ	1	0.16
		Κ. ΚΙΜΩΛΟΥ	1	0.16
		Κ. ΚΟΥΦΟΝΗΣΙΩΝ	1	0.16
		Κ. ΠΑΝΟΡΜΟΥ	1	0.16
		Κ. ΣΙΚΙΝΟΥ	1	0.16
		Κ. ΣΧΟΙΝΟΥΣΣΗΣ	1	0.16
		Κ. ΦΟΛΕΓΑΝΔΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΑΜΟΡΓΟΥ	2	0.24
		Δ. ΘΗΡΑΣ	2	0.24
		Δ. ΙΗΤΩΝ	2	0.24
		Κ. ΑΝΑΦΗΣ	2	0.24
		Κ. ΟΙΑΣ	2	0.24
31	ΛΑΚΩΝΙΑΣ	Δ. ΑΣΩΠΟΥ	1	0.16
		Δ. ΒΟΪΩΝ	1	0.16
		Δ. ΓΕΡΟΝΘΡΩΝ	1	0.16
		Δ. ΕΛΟΥΣ	1	0.16
		Δ. ΖΑΡΑΚΑ	1	0.16
		Δ. ΘΕΡΑΠΝΩΝ	1	0.16
		Δ. ΚΡΟΚΕΩΝ	1	0.16
		Δ. ΜΟΛΑΩΝ	1	0.16
		Δ. ΜΟΝΕΜΒΑΣΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΝΙΑΤΩΝ	1	0.16
		Δ. ΟΙΝΟΥΝΤΟΣ	1	0.16
		Δ. ΠΕΛΛΑΝΑΣ	1	0.16
		Δ. ΣΚΑΛΑΣ	1	0.16
		Κ. ΕΛΑΦΟΝΗΣΟΥ	1	0.16
		Κ. ΚΑΡΥΩΝ	1	0.16
		Δ. ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΜΑΝΗΣ	2	0.24

		Δ. ΓΥΘΕΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΜΥΣΤΡΑ	2	0.24
		Δ. ΟΙΤΥΛΟΥ	2	0.24
		Δ. ΣΜΥΝΟΥΣ	2	0.24
		Δ. ΣΠΑΡΤΗΣ	2	0.24
		Δ. ΦΑΡΙΔΟΣ	2	0.24
32	ΛΑΡΙΣΣΑΣ	Δ. ΑΜΠΕΛΩΝΑ	1	0.16
		Δ. ΑΝΤΙΧΑΣΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΓΟΝΝΩΝ	1	0.16
		Δ. ΕΛΑΣΣΟΝΑΣ	1	0.16
		Δ. ΕΥΡΥΜΕΝΩΝ	1	0.16
		Δ. ΚΑΤΩ ΟΛΥΜΠΟΥ	1	0.16
		Δ. ΛΙΒΑΔΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΜΑΚΡΥΧΩΡΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΝΕΣΣΩΝΟΣ	1	0.16
		Δ. ΟΛΥΜΠΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΟΤΑΜΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΣΑΡΑΝΤΑΠΟΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΤΥΡΝΑΒΟΥ	1	0.16
		Κ. ΑΜΠΕΛΑΚΙΩΝ	1	0.16
		Κ. ΒΕΡΔΙΚΟΥΣΗΣ	1	0.16
		Κ. ΚΑΡΥΑΣ	1	0.16
		Δ. ΑΓΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΑΡΜΕΝΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΓΙΑΝΝΟΥΛΗΣ	2	0.24
		Δ. ΕΝΙΠΠΕΑ	2	0.24
		Δ. ΚΙΛΕΛΕΡ	2	0.24
		Δ. ΚΟΙΛΑΔΑΣ	2	0.24
Δ. ΚΡΑΝΝΩΝΟΣ	2	0.24		

		Δ. ΛΑΚΕΡΕΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΛΑΡΙΣΑΣ	2	0.24
		Δ. ΜΕΛΙΒΟΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΝΑΡΘΑΚΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΝΙΚΑΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΠΛΑΤΥΚΑΜΠΟΥ	2	0.24
		Δ. ΠΟΛΥΔΑΜΑΝΤΑ	2	0.24
		Δ. ΦΑΡΣΑΛΩΝ	2	0.24
33	ΛΑΣΙΘΙΟΥ		2	0.24
34	ΛΕΣΒΟΥ		2	0.24
35	ΛΕΥΚΑΔΟΣ		3	0.36
36	ΜΑΓΝΗΣΙΑΣ		2	0.24
		Δ. ΕΙΡΑΣ	1	0.16
		Δ. ΑΒΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΑΕΤΟΥ	2	0.24
		Δ. ΑΙΠΕΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΑΝΔΑΝΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΑΝΔΡΟΥΣΗΣ	2	0.24
		Δ. ΑΡΙΟΣ	2	0.24
		Δ. ΑΡΙΣΤΟΜΕΝΟΥΣ	2	0.24
		Δ. ΑΡΦΑΡΩΝ	2	0.24
		Δ. ΑΥΛΩΝΟΣ	2	0.24
		Δ. ΒΟΥΦΡΑΔΩΝ	2	0.24
		Δ. ΓΑΡΓΑΛΙΑΝΩΝ	2	0.24
		Δ. ΔΩΡΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΘΟΥΡΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΙΘΩΜΗΣ	2	0.24
		Δ. ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ	2	0.24
		Δ. ΚΟΡΩΝΗΣ	2	0.24
37	ΜΕΣΣΗΝΙΑΣ			

		Δ. ΚΥΠΑΡΙΣΣΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΛΕΥΚΤΡΟΥ	2	0.24
		Δ. ΜΕΘΩΝΗΣ	2	0.24
		Δ. ΜΕΛΙΓΑΛΑ	2	0.24
		Δ. ΜΕΣΣΗΝΗΣ	2	0.24
		Δ. ΝΕΣΤΟΡΟΣ	2	0.24
		Δ. ΟΙΧΑΛΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΠΑΠΑΦΛΕΣΣΑ	2	0.24
		Δ. ΠΕΤΑΛΙΔΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΠΥΛΟΥ	2	0.24
		Δ. ΦΙΛΙΑΤΡΩΝ	2	0.24
		Δ. ΧΙΛΙΟΧΩΡΙΩΝ	2	0.24
		Κ. ΤΡΙΚΟΡΦΟΥ	2	0.24
		Κ. ΤΡΙΠΥΛΑΣ	2	0.24
38	ΞΑΝΘΗΣ		1	0.16
39	ΠΕΙΡΑΙΩΣ	Δ. ΑΓΙΟΥ ΙΩΑΝΝΟΥ ΡΕΝΤΗ	1	0.16
		Δ. ΔΡΑΠΕΤΣΩΝΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΕΡΑΤΣΙΝΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΟΡΥΔΑΛΛΟΥ	1	0.16
		Δ. ΝΙΚΑΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΠΕΙΡΑΙΩΣ	1	0.16
		Δ. ΠΕΡΑΜΑΤΟΣ	1	0.16
		Δ. ΣΠΕΤΣΩΝ	1	0.16
		Δ. ΥΔΡΑΣ	1	0.16
		Δ. ΑΙΓΙΝΑΣ	2	0.24
		Δ. ΑΜΠΕΛΑΚΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΚΥΘΗΡΩΝ	2	0.24
		Δ. ΜΕΘΑΝΩΝ	2	0.24
		Δ. ΠΟΡΟΥ	2	0.24

		Δ. ΣΑΛΑΜΙΝΑΣ	2	0.24
		Δ. ΤΡΟΙΖΗΝΟΣ	2	0.24
		Κ. ΑΓΚΙΣΤΡΙΟΥ	2	0.24
		Κ. ΑΝΤΙΚΥΘΗΡΩΝ	2	0.24
40	ΠΕΛΛΑΣ		1	0.16
41	ΠΙΕΡΙΑΣ		1	0.16
42	ΠΡΕΒΕΖΗΣ		2	0.24
43	ΡΕΘΥΜΝΟΥ		2	0.24
44	ΡΟΔΟΠΗΣ		1	0.16
45	ΣΑΜΟΥ	Δ. ΑΓΙΟΥ ΚΗΡΥΚΟΥ	1	0.16
		Δ. ΕΥΔΗΛΟΥ	1	0.16
		Δ. ΡΑΧΩΝ	1	0.16
		Δ. ΦΟΥΡΝΩΝ ΚΟΡΣΕΩΝ	1	0.16
		Δ. ΒΑΘΕΟΣ	2	0.24
		Δ. ΚΑΡΛΟΒΑΣΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΜΑΡΑΘΟΚΑΜΠΟΥ	2	0.24
		Δ. ΠΥΘΑΓΟΡΕΙΟΥ	2	0.24
46	ΣΕΡΡΩΝ	Δ. ΑΛΙΣΤΡΑΤΗΣ	1	0.16
		Δ. ΑΜΦΙΠΟΛΗΣ	1	0.16
		Δ. ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ ΠΑΠΠΑ	1	0.16
		Δ. ΗΡΑΚΛΕΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΟΡΜΙΣΤΑΣ	1	0.16
		Δ. ΛΕΥΚΩΝΑ	1	0.16
		Δ. ΝΕΑΣ ΖΙΧΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΠΕΤΡΙΤΣΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΡΩΤΗΣ	1	0.16
		Δ. ΡΟΔΟΛΙΒΟΥΣ	1	0.16
		Δ. ΣΕΡΡΩΝ	1	0.16

		Δ. ΣΙΔΗΡΟΚΑΣΤΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΣΚΟΤΟΥΣΣΗΣ	1	0.16
		Δ. ΣΤΡΥΜΩΝΑ	1	0.16
		Κ. ΑΓΚΙΣΤΡΟΥ	1	0.16
		Κ. ΑΝΩ ΒΡΟΝΤΟΥΣ	1	0.16
		Κ. ΑΧΛΑΔΟΧΩΡΙΟΥ	1	0.16
		Κ. ΟΡΕΙΝΗΣ	1	0.16
		Κ. ΠΡΟΜΑΧΩΝΟΣ	1	0.16
		Δ. ΑΧΙΝΟΥ	2	0.24
		Δ. ΒΙΣΑΛΤΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΚΑΤΩ ΜΗΤΡΟΥΣΙΟΥ	2	0.24
		Δ. ΚΕΡΚΙΝΗΣ	2	0.24
		Δ. ΝΙΓΡΙΤΗΣ	2	0.24
		Δ. ΣΚΟΥΤΑΡΕΩΣ	2	0.24
		Δ. ΣΤΡΥΜΩΝΙΚΟΥ	2	0.24
		Δ. ΤΡΑΓΙΛΟΥ	2	0.24
47	ΤΡΙΚΑΛΛΩΝ	Δ. ΒΑΣΙΛΙΚΗΣ	1	0.16
		Δ. ΓΟΜΦΩΝ	1	0.16
		Δ. ΚΑΛΑΜΠΑΚΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΑΛΛΙΔΕΝΔΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΑΣΤΑΝΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΛΕΙΝΟΒΟΥ	1	0.16
		Δ. ΚΟΖΙΑΚΑ	1	0.16
		Δ. ΜΑΛΑΚΑΣΙΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΑΛΗΟΚΑΣΤΡΟΥ	1	0.16
		Δ. ΠΑΡΑΛΗΘΑΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΠΙΑΛΕΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΠΥΛΗΣ	1	0.16

		Δ. ΤΡΙΚΚΑΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΤΥΜΦΑΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΦΑΛΩΡΕΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΧΑΣΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΑΙΘΗΚΩΝ	2	0.24
		Δ. ΕΣΤΙΑΙΩΤΙΔΑΣ	2	0.24
		Δ. ΜΕΓΑΛΩΝ ΚΑΛΥΒΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΟΙΧΑΛΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΠΕΛΙΝΝΑΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΠΥΝΔΑΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΦΑΡΚΑΔΟΝΑΣ	2	0.24
		Κ. ΑΣΠΡΟΠΟΤΑΜΟΥ	2	0.24
		Κ. ΜΥΡΟΦΥΛΛΟΥ	2	0.24
		Κ. ΝΕΡΑΙΔΑΣ	2	0.24
48	ΦΘΙΩΤΙΔΑΣ		2	0.24
49	ΦΛΩΡΙΝΗΣ		1	0.16
50	ΦΩΚΙΔΑΣ		2	0.24
51	ΧΑΛΚΙΔΙΚΗΣ	Δ. ΚΑΛΛΙΚΡΑΤΕΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΚΑΣΣΑΝΔΡΑΣ	1	0.16
		Δ. ΜΟΥΔΑΝΙΩΝ	1	0.16
		Δ. ΠΑΛΛΗΝΗΣ	1	0.16
		Δ. ΤΡΙΓΛΙΑΣ	1	0.16
		Δ. ΑΓΙΟΝ ΟΡΟΣ	2	0.24
		Δ. ΑΝΘΕΜΟΥΝΤΑ	2	0.24
		Δ. ΑΡΝΑΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΖΕΡΒΟΧΩΡΙΩΝ	2	0.24
		Δ. ΟΡΜΥΛΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΠΑΝΑΓΙΑΣ	2	0.24

		Δ. ΠΟΛΥΓΥΡΟΥ	2	0.24
		Δ. ΣΙΘΩΝΙΑΣ	2	0.24
		Δ. ΣΤΑΓΥΡΩΝ-ΑΚΑΝΘΟΥ	2	0.24
		Δ. ΤΟΡΩΝΗΣ	2	0.24
52	ΧΑΝΙΩΝ		2	0.24
53	ΧΙΟΥ		2	0.24

ΠΙΝΑΚΑΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΡΑΒΔΩΝ										
Ø	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
22	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
30	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42

ΑΡΙΘΜΟΣ ΡΑΒΔΩΝ										
Ø	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
22	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
30	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 4Φ18 έχουν $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Διαλέξεις
 - ❖ Αμαλία Μουτσοπούλου, Πολιτικός Μηχανικός Msc Παραγωγής και Διοίκησης, Εργαστηριακός Συνεργάτης ΑΤΕΙ Ηρακλείου Διαλέξεις Μαθημάτων « Σκυρόδεμα Ι», « Σκυρόδεμα ΙΙ», «Κτίρια ΙΙ».

- Βιβλία
 - ❖ Μιχαήλ Ν. Φαρδής επιμέλεια (2001) : «Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών» /Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
 - ❖ Απόστολου Κωνσταντινίδη: Αντισεισμικά Κτίρια από οπλισμένο Σκυρόδεμα, Τόμος Α΄, «Η Τέχνη της Κατασκευής και η Μελέτη Κατασκευής», Έκδοση 3^η (σύμφωνα με Ευροκώδικες) / Εκδόσεις Απόστολου Κωνσταντινίδη / Αθήνα: Νοέμβριος 2008.
 - ❖ Θεοφάνης Α. Γεωργόπουλος: Ωπλισμένο Σκυρόδεμα , Τόμος Α΄, « Σύμφωνα με τους Κανονισμούς EC2, ΕΚΩΣ, DIN 1045 » Έκδοση 2^η, / Πάτρα 2000.
 - ❖ Χρήστος Γ. Καραγιάννης : « Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Έκδοση 1^η/ Εκδόσεις Σοφία ,/ Αθήνα 2008.

- Κανονισμοί
 - ❖ “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ-2000)”, Αθήνα, Σεπτ.1999.
 - ❖ “ Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000 (ΕΚΩΣ-2000), ΦΕΚ 1329 Β΄/ 6-11-2000, έκδοση ΟΑΣΠ-ΣΠΜΕ, Απρίλιος 2001.
 - ❖ “Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance-Part 1 General rules, seismic actions and rules for Buildings” Doc CEN. PrEN 1998-1, Jan 2003.
 - ❖ “Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1 General rules and Rules for Buildings”, CEN. PrEN 1992-1-1,2002.

- Ιστότοποι
 - ❖ lee.civil.ntua.gr
 - ❖ library.tee.gr
 - ❖ www.michanikos.gr
 - ❖ www.4m.gr
 - ❖ www.teethrakis.gr