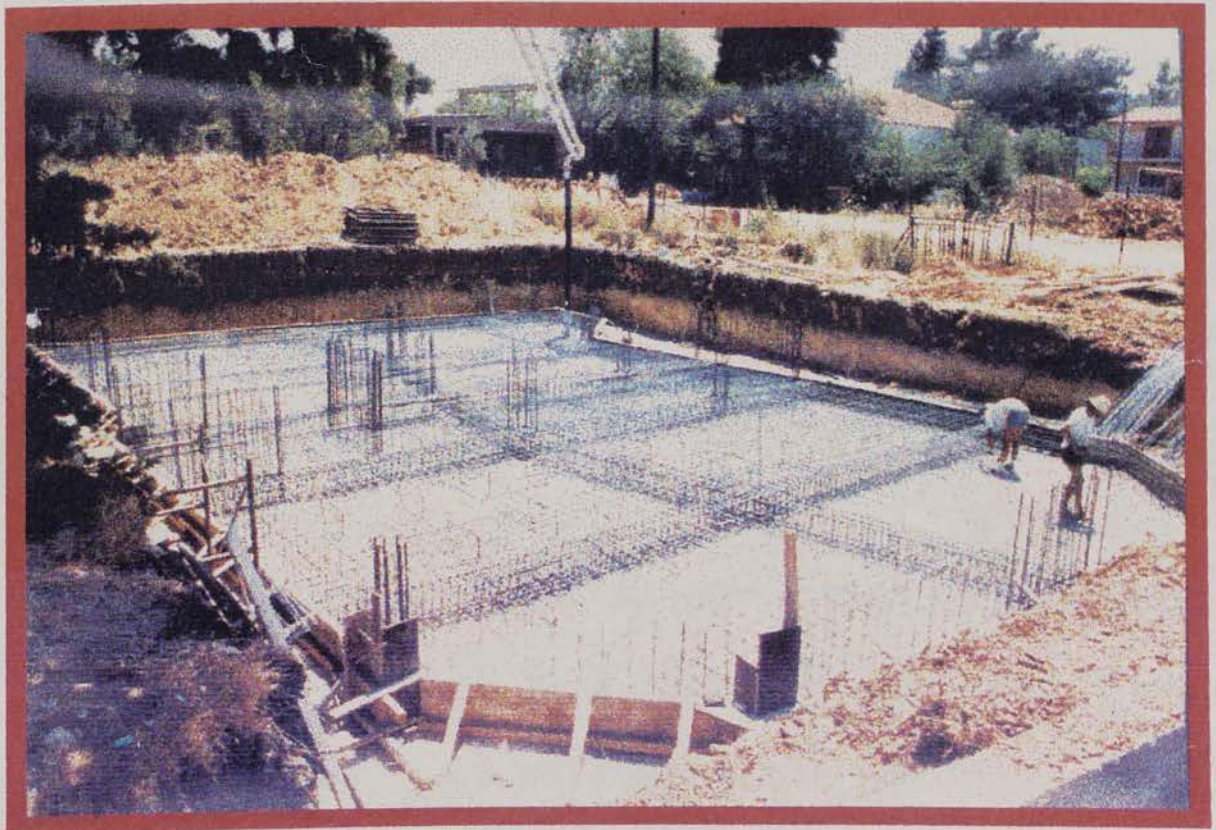


8
70Λ

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΘΕΜΑ :

**ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕ ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ
(ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΠΡΟΒΛΕΨΗ ΔΥΟ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΟΡΟΦΩΝ)**



ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ

Σπουδαστής: ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΡΑΠΠΗΣ
Εισηγητής : Μ. ΒΑΣΙΛΟΠΟΥΛΟΣ

ΠΕΙΡΑΙΑΣ 1996

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το περιεχόμενο του κειμένου το οποίο ακολουθεί, αναφέρεται κατ'αρχήν στην θεμελίωση γενικά. Με τον τρόπο αυτό θα φανούν οι λόγοι για τους οποίους προτιμάται κατά περίπτωση η λύση της θεμελίωσης με γενική κοιτόστρωση, την οποία θα εξετάσουμε πιά αναλυτικά. Ακολούθως έχουμε την επίλυση ενός παραδείγματος κτιρίου με γενική κοιτόστρωση ώστε να φανούν τυχόν δυσκολίες που μπορεί να παρουσιασθούν κατά την διάρκεια της μελέτης.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι γιά την μελέτη της κοιτόστρωσης χρησιμοποιήθηκε ο Νέος Κανονισμος Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΝΚΟΣ). Ο ΝΚΟΣ εφαρμόστηκε αρκετά αναλυτικά, έτσι ώστε με την παράλληλη βοήθεια ενός σχετικού εγχειριδίου να καθίσταται ευκολότερη για τον αναγνώστη η διαδικασία εφαρμογής του.

Η ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΓΕΝΙΚΑ

Υπάρχουν αρκετοί τρόποι θεμελίωσης οι οποίοι μπορούν να χρησιμοποιηθούν ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους και σε συνδιασμό βέβαια με το κόστος και την δυνατότητα κατασκευής. Γενικά όμως, οι τύποι θεμελίωσης μπορούν να ομαδοποιηθούν με άξονα το βάθος το οποίο απαιτείται για την πραγματοποίησή τους. Έτσι έχουμε τις :

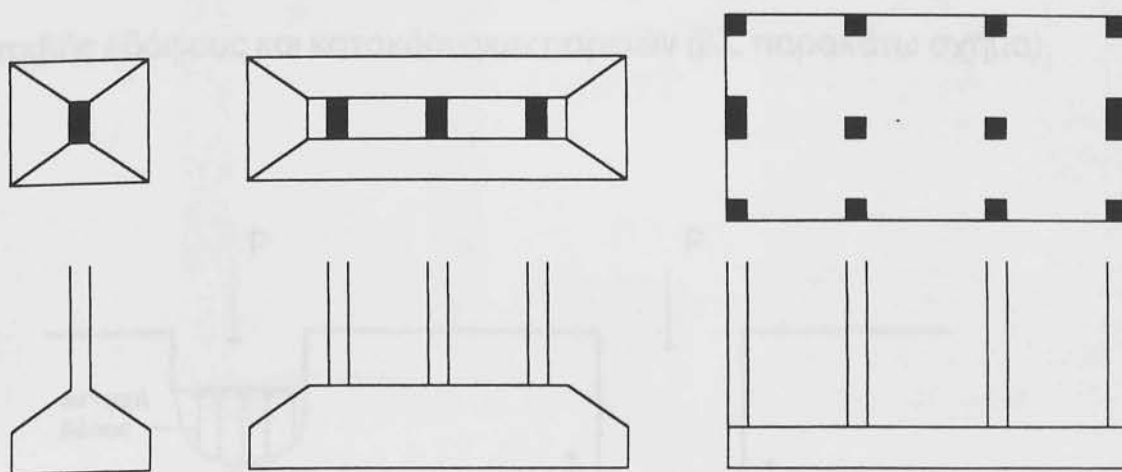
A. Επιφανειακές θεμελιώσεις. Αυτές είναι οι θεμελιώσεις που τοποθετούνται σε μικρό βάθος και μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής μόνο με την οριζόντια επιφανειά τους, η οποία αποτελεί και την επιφάνεια θεμελίωσης. Αν τώρα θέσουμε ως H το βάθος θεμελίωσης και B το πλάτος θεμελίωσης μπορούμε να δεχθούμε, κάπως αυθαίρετα βέβαια, ότι η θεμελίωση είναι επιφανειακή όταν :

$$B \geq H$$

Μπορούμε να διακρίνουμε τρεις μορφές επιφανειακών θεμελιώσεων :

- α. Τα πέδιλα που θεμελιώνουν ένα μόνο υποστήλωμα
- β. Τις πεδιλοδοκούς, που δέχονται μία σειρά ευθυγραμμισμένων υποστηλωμάτων.

γ. Τις κοιτοστρώσεις, ή Radiers, που θεμελιώνουν όλα τα υποστηλώματα της οικοδομής, ή τουλάχιστον ένα μεγάλο αριθμό από αυτά, τοποθετημένα σε δύο διαστάσεις.



α.
Πεδίλο

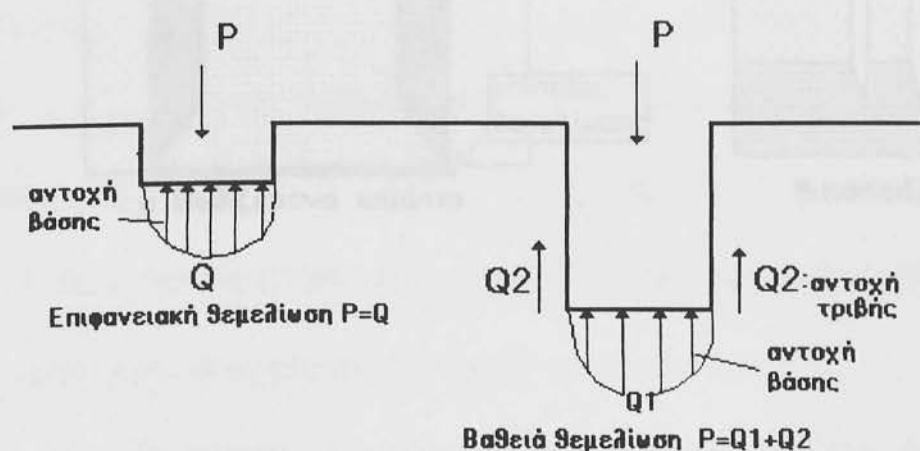
β.
Πεδιλοδοκός

γ.
Κοιτόστρωση

Β. Βαθιές θεμελιώσεις. Όνομάζουμε έτσι τις μη επιφανειακές θεμελιώσεις.

Τις χρησιμοποιούμε όταν τα επιφανειακά στρώματα δεν κρίνονται κατάλληλα για να παραλάβουν τα φορτία της ανωδομής, γιατί είναι κακής ποιότητας ή γιατί τα φορτία είναι πολύ μεγάλα ή τέλος γιατί υπάρχει φόβος να παρασυρθεί το επιφανειακό έδαφος από την διάβρωση. Οι μεγαλύτερες διαφορές που παρουσιάζουν σε σχέση με τις επιφανειακές θεμελιώσεις είναι οι παρακάτω. Πρώτον οι βαθιές θεμελιώσεις μεταφέρουν τα φορτία με όλες τους τις επιφάνειες και κυρίως με τις κατακόρυφες, σε αντίθεση με τις επιφανειακές που τα μεταφέρουν μόνο

με τις οριζόντιες επιφάνειες. Δεύτερον, ενώ στις επιφανειακές θεμελιώσεις τα φορτία μεταφέρονται μόνο κάτω από την επιφάνεια επαφής με το έδαφος, στις βαθιές θεμελιώσεις ένα μέρος του φορτίου μπορεί να μεταφερθεί και πάνω από την επιφάνεια αυτή, χάρη στη δύναμη τριβής εδάφους και κατακόρυφων παρειών (βλ. παρακάτω σχήμα).

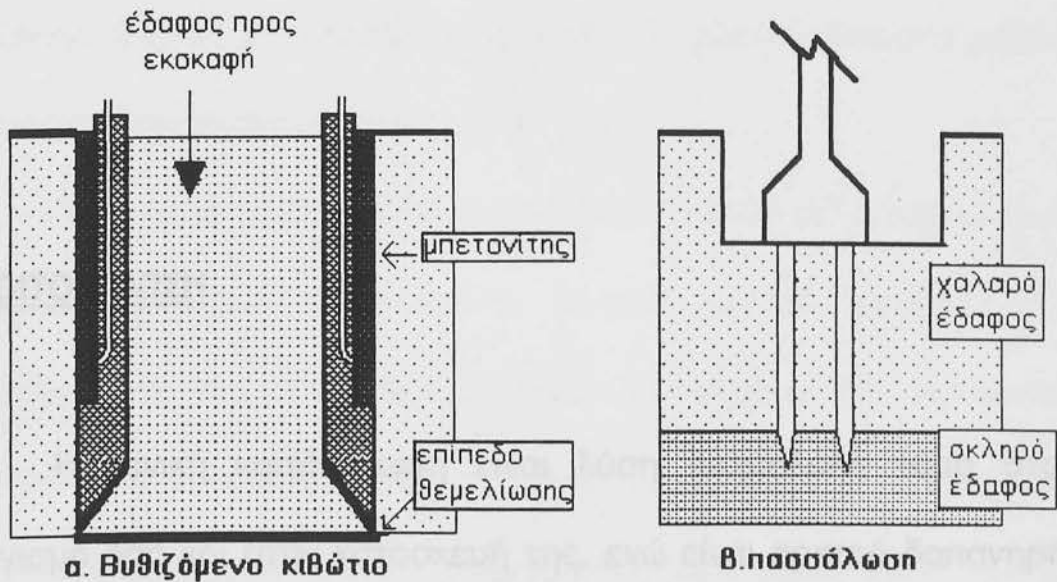


Πρέπει να αναφερθεί όμως ότι η αντοχή τριβής δεν χρησιμοποιείται πάντοτε ή άλλες φορές είναι αρνητική. Δηλαδή το έδαφος ορισμένες φορές φορτίζει την θεμελίωση αντί να την ανακουφίζει. Για όλους τους παραπάνω λόγους, λοιπόν, κρίνεται απαραίτητο η βαθιά θεμελίωση να ορίζεται με βάση τον τρόπο κατασκευής της. Έτσι, βαθιά θεμελίωση είναι αυτή που εκτελείται με ειδικό τρόπο χωρίς να γίνεται ανοικτή εκσκαφή της ζώνης της θεμελίωσης.

Οι θεμελιώσεις αυτού του τύπου διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

α. Στα φρέατα ή βυθιζόμενα κιβώτια (Caisons)

β. Στους πασσάλους



α. Βυθιζόμενο κιβώτιο

β. πασσάλωση

Από τις δύο αυτές κατηγορίες οι πάσσαλοι αποτελούν την καλύτερη και απλούστερη λύση. Με τα φρέατα και τους πασσάλους αντιμετωπίζονται σίγουρα και σε μεγάλο βαθμό εύκολα και οικονομικά, τα προβλήματα που δημιουργούνται στην θεμελίωση σε κακά εδάφη. Συνεπώς θεμελιώσεις σε βάθη 25-30 ή και περισσότερων μέτρων δεν πρέπει να αποτελούν δυσεπίλυτα προβλήματα, όταν υπάρχει βέβαια η απαιτούμενη υλικοτεχνική υποδομή.

μεταίου ορόφου ή στην περίπτωση βαριάς κατασκευής. Σ' αυτή την περίπτωση είναι επίσης δυνατή και η λύση της βαριάς θεμελίωσης, κυρίως με πασσάλους η οποία αν μελετηθεί σωστά μπορεί και να αποτελέσει οικονομικότερη λύση.

Θα πρέπει να σημειωθεί σ' αυτό το σημείο ότι οι Takagi - Pack

Η ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ

Η γενική κοιτόστρωση είναι λύση πολύπλοκη τόσο στον υπολογισμό όσο και στην κατασκευή της, ενώ είναι αρκετά δαπανηρή. Πρέπει λοιπόν να χρησιμοποιείται όταν είναι τελείως απαραίτητη.

A. Περιπτώσεις εφαρμογής γενικής κοιτόστρωσης.

Οι περιπτώσεις εφαρμογής των κοιτοστρώσεων είναι οι εξής:

α. Όταν η επιφάνεια των πεδίων A είναι τουλάχιστον ίση με το 60% της ολικής επιφανείας S. Σ' αυτήν την περίπτωση η λύση της κοιτόστρωσης είναι πιο οικονομική και πρέπει να προτιμάται (όχι βέβαια υποχρεωτικά). Ένα επι πλέον ενδιαφέρον σημείο είναι ότι η περίπτωση αυτή εξασφαλίζει ένα σημαντικό περιθώριο ασφαλείας και επιτρέπει αργότερα την προσθήκη ορόφων αφού αντί για την αναγκαία επιφάνεια θεμελίωσης του 60% δημιουργείται επιφάνεια 100%. Αυτό βέβαια ισχύει αν υπάρχει η ανάλογη μελέτη αντοχής σκυροδέματος. Η συνθήκη $A > 0.60S$ αντιστοιχεί στην περίπτωση

μετρίου εδάφους ή στην περίπτωση βαριάς κατασκευής. Σ' αυτές τις περιπτώσεις είναι επίσης δυνατή και η λύση της βαθιάς θεμελίωσης, κυρίως με πασσάλους η οποία αν μελετηθεί σωστά μπορεί και να αποτελέσει οικονομικότερη λύση.

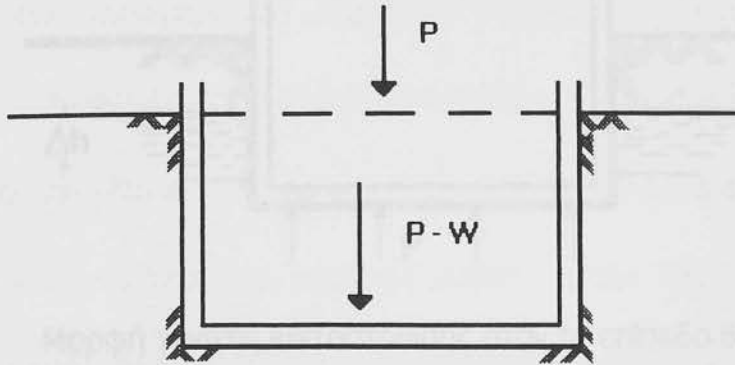
Θα πρέπει να σημειωθεί σ' αυτό το σημείο ότι οι Terzaghi - Peck (οι οποίοι και έχουν διαμορφώσει μεγάλο αριθμό κανόνων της εδαφομηχανικής και των θεμελιώσεων) αναφέρουν ότι η γενική κοιτόστρωση είναι προτιμότερη και όταν $A > 0.55S$. Αλλά αυτό εκτιμάται ότι ισχύει περισσότερο για τις αμερικάνικες προδιαγραφές.

β. Όταν επιδιώκεται όσο το δυνατόν μεγαλύτερος περιορισμός των διαφορικών καθιζήσεων. Και αυτό γιατί μπορούμε να δεχθούμε ότι η διαφορική καθίζηση μειώνεται κατά 50% όταν αντί του μεμονωμένου πεδίου χρησιμοποιείται γενική κοιτόστρωση. Δεν πρέπει όμως σ' αυτές τις περιπτώσεις να αποκλειστεί η χρησιμοποίηση πασσάλων.

γ. Όταν το έδαφος είναι μετρίου ποιότητας σε μεγάλο βάθος και ειδικά όταν τα ανώτερα στρώματα είναι καλύτερα από τα βαθύτερα. Στην περίπτωση αυτή δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί η θεμελίωση με πασσάλους.

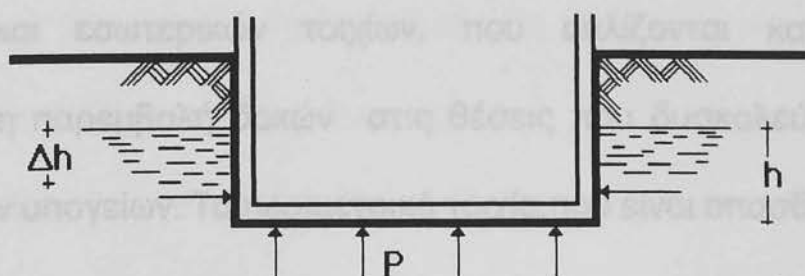
Η γενική κοιτόστρωση εκτελείται σε βάθος H . Συνεπώς η επιφόρτιση του εδάφους δεν είναι ίση με το βάρος P της κατασκευής, αλλά με την διαφορά $P - W$, όπου W το βάρος του εδάφους

που αφαιρείται $W = H * S * \gamma$. (βλ. σχήμα)



Όταν $P - W = 0$ η θεμελίωση δεν μεταβάλλει καθόλου την εντατική κατάσταση του υπεδάφους. Η λύση της κοιτόστρωσης σε αυτήν την περίπτωση επιτρέπει τη θεμελίωση σε έδαφος οποιασδήποτε ποιότητας. Η συμπεριφορά της θεμελίωσης τότε, χαρακτηρίζεται ως ανάλογη με αυτήν του πλοίου. Έτσι καταφεύγουμε στην λύση της «πλωτής θεμελίωσης» η οποία είναι εξαιρετικά δαπανηρή και συναντάται σχετικά συχνότερα σε χώρες με κακό υπέδαφος όπως η Ολλανδία, η Νορβηγία κ.α.

δ. Τέλος, όταν η θεμελίωση εκτελείται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα και αναζητείται η στεγανότητα των υπογείων. Πρέπει λοιπόν να υπάρχει συνεχής θεμελίωση που να εξασφαλίζει την στεγανότητα της κατασκευής και να ισορροπεί τις πιέσεις του ύδατος.



Μορφή γενικής κοιτόστρωσης όταν το επίπεδο θεμελίωσης είναι κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα

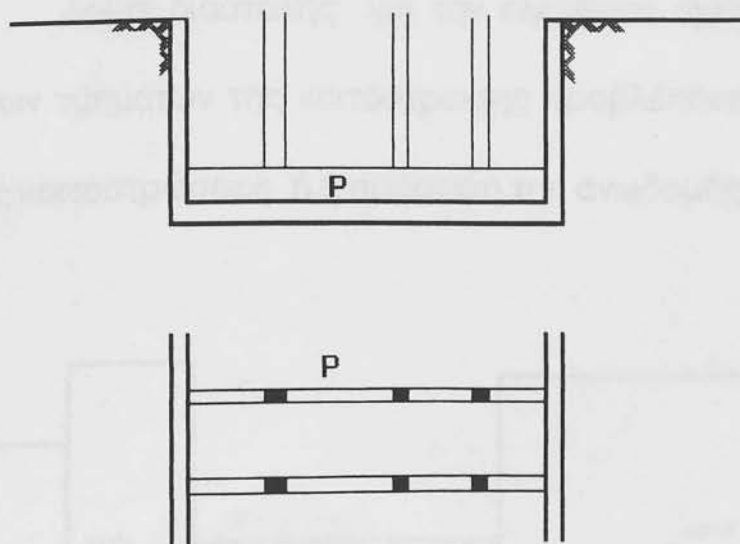
Η τιμή των πιέσεων πρέπει να λαμβάνεται ίση με $P = h * \gamma_w$. Και επειδή η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα δεν είναι σταθερή η μέγιστη τάση δίνεται από την σχέση: $\sigma_2 = \sigma_1 + 0.1 * \Delta h$. Όπου σ_1 μία μέτρηση πριν την μεταβολή στάθμης. Η τάση μπορεί να πάρει και αρνητικές τιμές και τότε χρησιμοποιούμε αγκυρώσεις για την μεταφορά των δυνάμεων ανώσεως βαθύτερα.

B. Μορφολογία της γενικής κοιτόστρωσης.

Οι γενικές κοιτοστρώσεις καταλαμβάνουν συνήθως το σύνολο της επιφανείας θεμελιώσεως. Εκτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Αποτελούνται από μία πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος σταθερού πάχους η οποία λόγω των υψηλών τιμών ροπών εκκεντρότητας

της κοιτόστρωσης ενισχύεται με δοκούς. Κατά γενικό κανόνα αναζητείται η χρησιμοποίηση, όταν προβλέπονται από τα αρχιτεκτονικά σχέδια, των εξωτερικών και εσωτερικών τοιχίων, που οπλίζονται κατάλληλα. Έτσι αποφεύγεται η παρεμβολή δοκών στις θέσεις που δυσκολεύουν την σωστή λειτουργία των υπογείων. Τα περιμετρικά τοιχία, που είναι οποσδήποτε αναγκαία είτε για την αντιστήριξη του εδάφους είτε για την ενίσχυση της αντισεισμικότητας, είναι τις περισσότερες φορές ικανά για να ισορροπήσουν τις ροπές κάμψης της κοιτόστρωσης. Αν όμως χρειαστεί εκτελούνται και εγκάρσιες δοκοί P, που μεταφέρουν μέρος από τα φορτία στα περιμετρικά τοιχία (βλ. παρακάτωσχήμα).

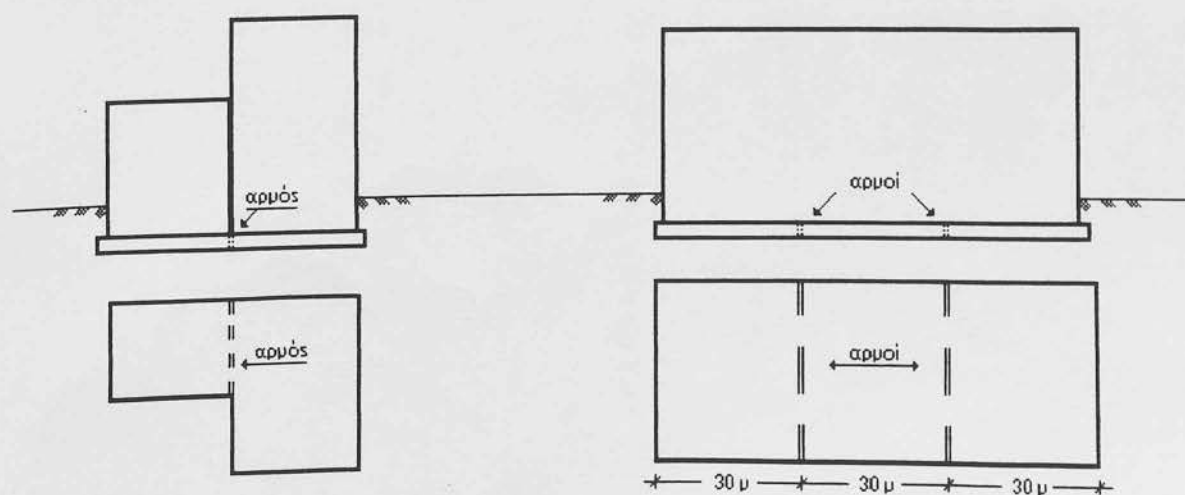


Εγκάρσιοι δοκοί μεταφοράς φορτίων στα περιμετρικά τοιχία

Η πλάκα της κοιτόστρωσης έχει πάχος 0.4 - 0.6 μ., τουλάχιστον. Σε ορισμένες περιπτώσεις το πάχος της φθάνει τα 2 - 3 μ. . Οι δοκοί ενισχύσεως μπορεί να έχουν ύψος πολλών μέτρων, επειδή τα φορτία και οι ροπές γενικής κάμψεως παρουσιάζουν πολύ μεγάλες τιμές.

Για τον οπλισμό των γενικών κοιτοστρώσεων χρειάζονται υψηλά ποσοστά σιδήρου. Σε σπάνιες περιπτώσεις χρησιμοποιείται το σύστημα της προεντάσεως. Για λόγους στεγανότητας όμως είναι καλό να εκτελείται το σκυρόδεμα με συνεχή τρόπο. Έτσι όμως δημιουργούνται προβλήματα οργάνωσης του εργοταξίου γιατί οι ποσότητες για διάστρωση είναι συνήθως μεγάλες. Στην ανάγκη προβλέπονται αρμοί κατά μήκος των οποίων λαμβάνονται έκτακτα μέτρα για την εξασφάλιση της στεγανότητας.

Αρμοί διαστολής για την ελεύθερη σχετική μετακίνηση μεταξύ συνεχόμενων τμημάτων της κοιτόστρωσης προβλέπονται υποχρεωτικά όταν η κάτοψη της κοιτοστρώσεως ή η πρόσοψη της ανωδομής δεν έχουν ορθογωνικό σχήμα.



Αρμοί διαστολής σε "γεωμετρικό" ή μη σχήμα κτιρίου

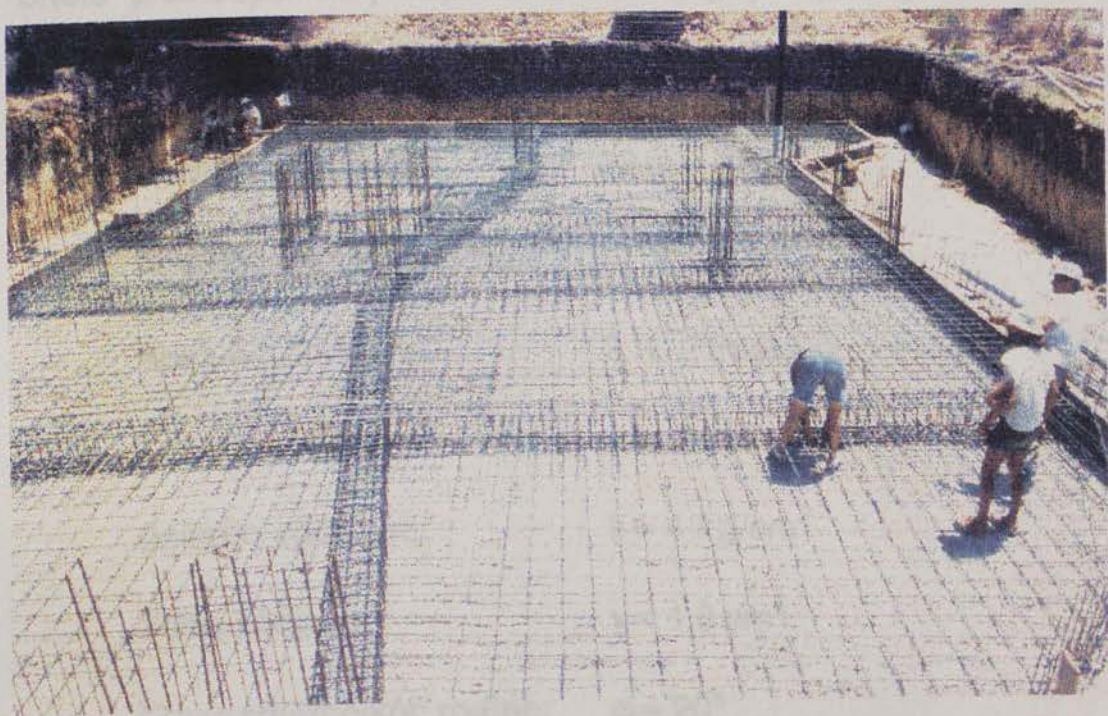
Αλλά ακόμη και όταν η γεωμετρική μορφή είναι απλή, είναι καλό να προβλέπονται αρμοί διαστολής κάθε 25 - 30 μ., ιδίως για να διευκολύνεται η προσαρμογή στις διαφορικές καθιζήσεις του εδάφους (βλ. σχήμα προηγ. σελίδας).

Στην περίπτωση η οποία θα μελετηθεί στην συνέχεια θα έχουμε κοιτόστρωση η οποία θα αποτελείται από πλάκα με δοκούς και περιμετρικό τοιχίο. Το γεωμετρικό σχήμα του κτιρίου αλλά και οι διαστάσεις του μας καθιστούν σαφές ότι δεν απαιτούνται αρμοί διαστολής.

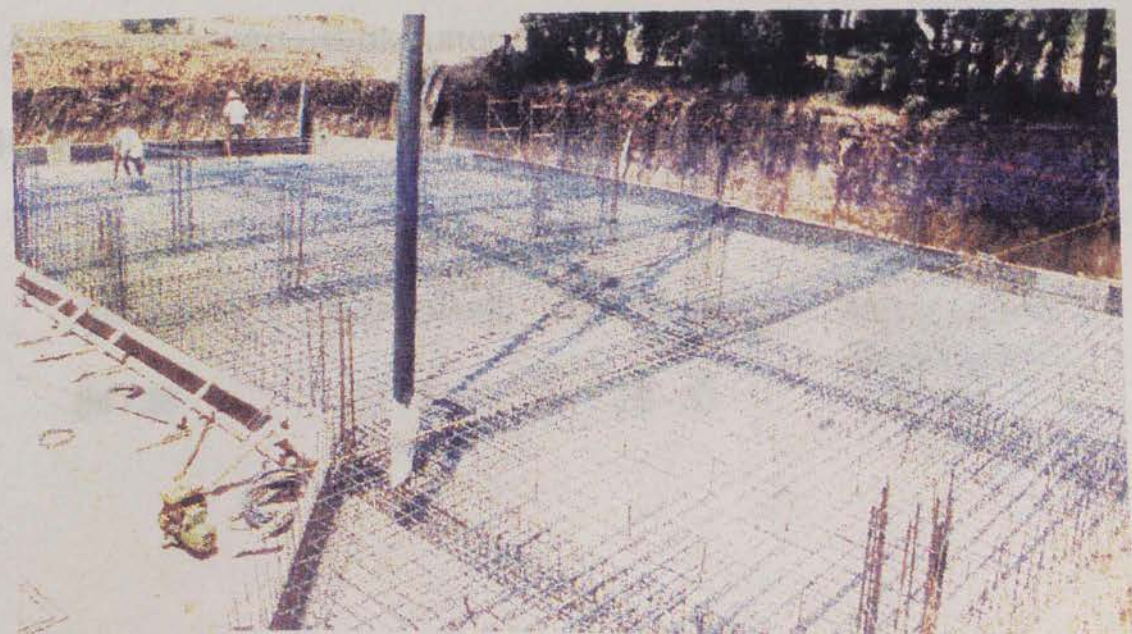


ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΗ

Ολοκληρώθηκε η προεργασία της γενικής κοιτοστρώσης για την



αυτή



ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ ΣΤΟ ΥΠΟ ΑΝΕΓΕΡΣΗ ΚΤΙΡΙΟ ΓΡΑΦΕΙΩΝ THE LIMIT ADVERTISING

Κατάσταση Εδάφους: Το εδαφικό στρώμα της όγκου εκτείνεται μέχρι βάθους 37.5m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Στο εδαφικό του

ΕΠΙΛΥΣΗ ΓΕΝΙΚΗΣ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ ΓΙΑ ΔΕΔΟΜΕΝΟ ΚΤΙΡΙΟ

Στην συνέχεια ακολουθεί η μελέτη της θεμελίωσης, του κτιρίου το οποίο βλέπουμε στις παρακάτω σελίδες, με γενική κοιτόστρωση. Για την πραγματοποίηση αυτής της μελέτης έχουμε λάβει τα παρακάτω δεδομένα:

Διαστάσεις κτιρίου : $22 \mu. \times 18 \mu.$

Αριθμός υποστηλωμάτων: 7×6

Αριθμός ορόφων : $2 + 2$ υπόγεια

Συνοχή εδάφους : $c = 0.3 \text{ t/m}^2$

Δείκτης εδάφους : $k = 4 \text{ kg/cm}^3$

Τάση εδάφους : $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

Γωνία εσωτερικής τριβής: $\varphi = 20^\circ$

Από τον παρακάτω πίνακα μπορούμε να δούμε την ταξινόμηση του εδάφους μας με βάση την γωνία εσωτερικής τριβής.

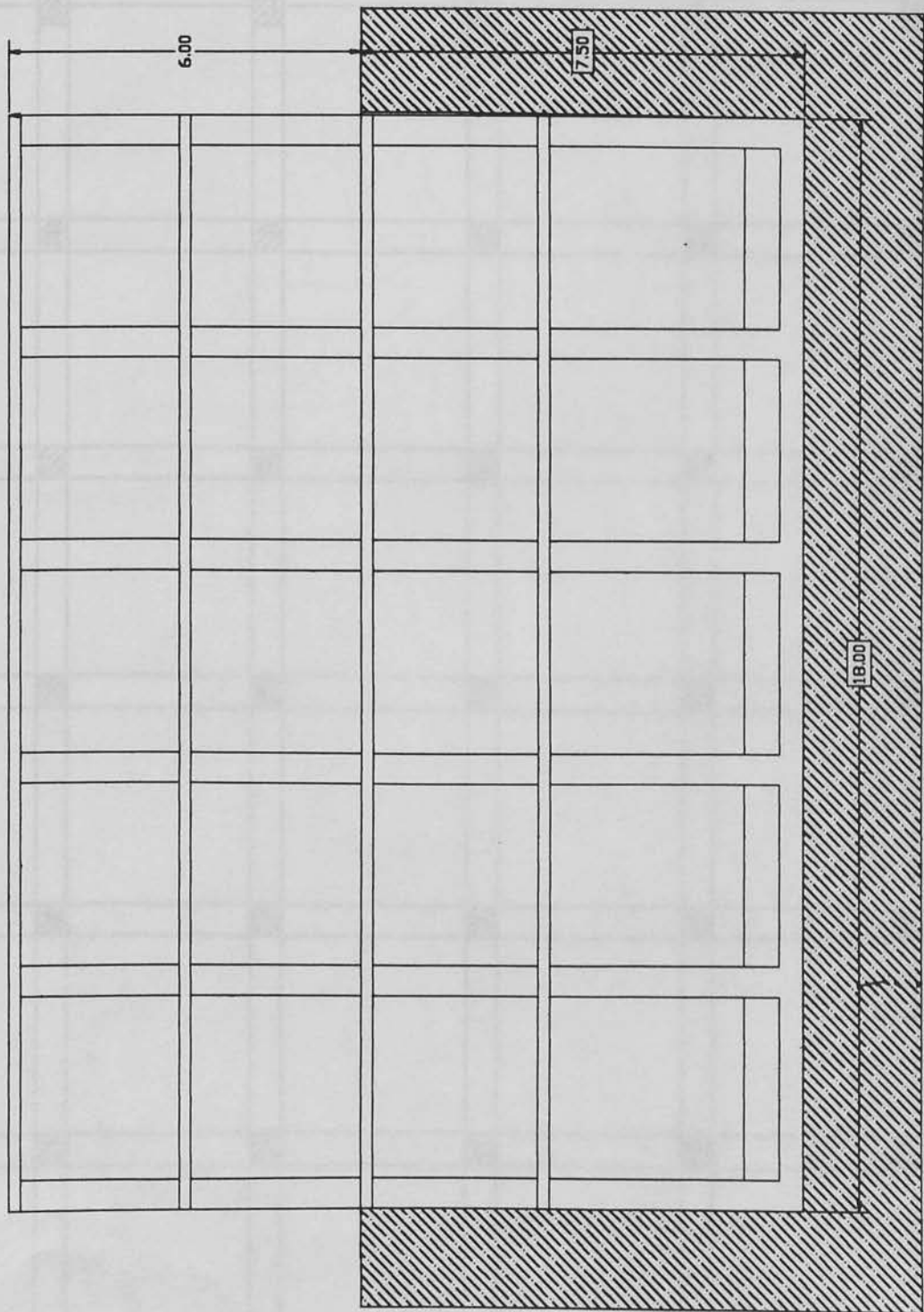
	Χαλίκι	Αμμοχάλικο	Πυκνή αμμος	Αμμος μέσης διαβάθμισης
φ (°)	34 - 38	31 - 34	26 - 33	16 - 25

Κατάσταση Εδάφους : Το εδαφικό στρώμα της άμμου εκτείνεται μέχρι βάθους 27.5m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Στο τέλος του εδαφικού αυτού στρώματος βρίσκουμε βράχο.

Η κατασκευή η οποία πρόκειται να πραγματοποιηθεί παρουσιάζεται στις παρακάτω σελίδες. Ο υπολογισμός της γενικής κοιτόστρωσης παρουσιάζεται αναλυτικά στην συνέχεια. Οι υπόλοιποι στατικοί υπολογισμοί του κτιρίου πραγματοποιήθηκαν με την βοήθεια του στατικού προγράμματος Statics στον ηλεκτρονικό υπολογιστή.

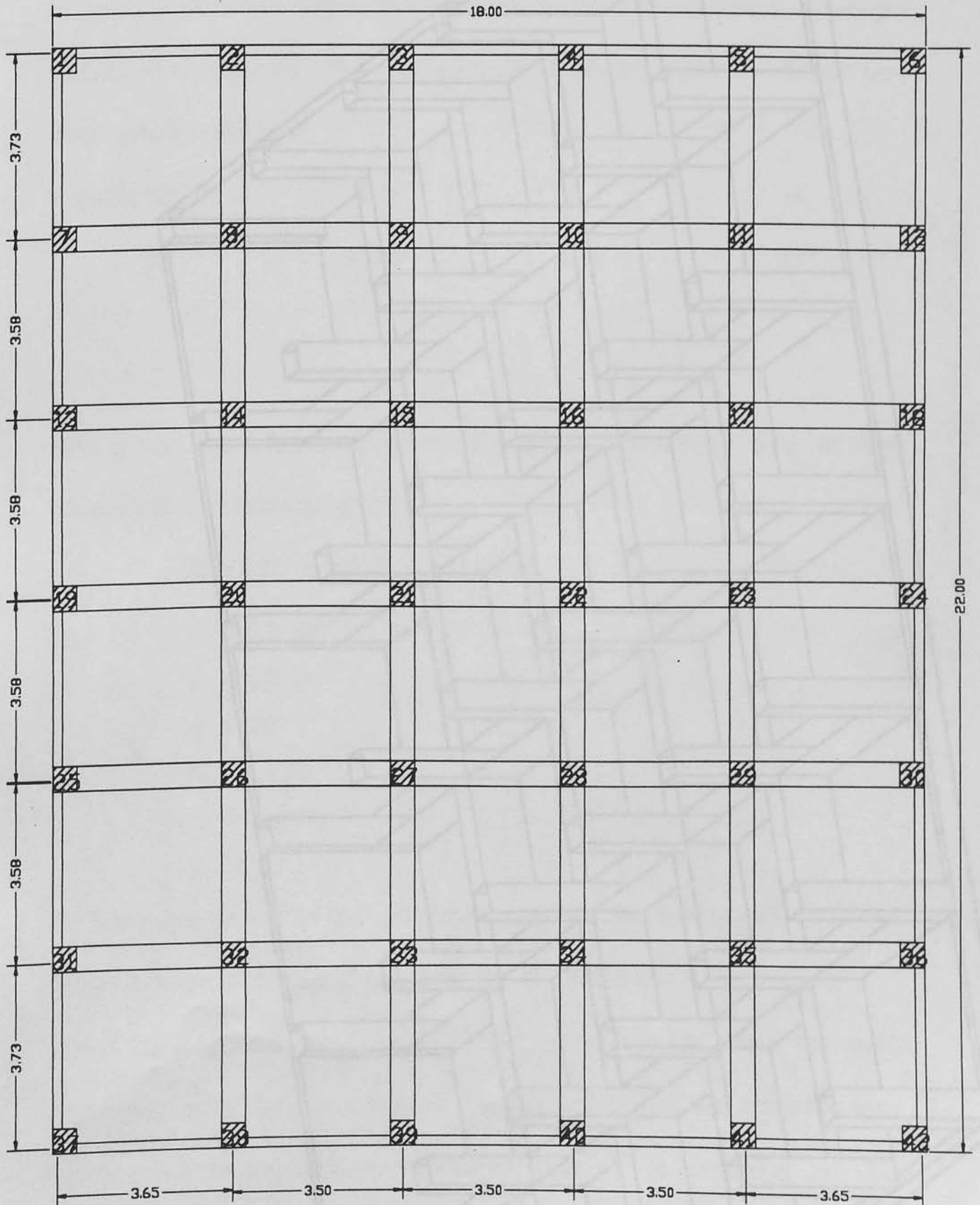
Ακολουθεί η σχηματική παρουσίαση του συγκεκριμένου θέματος το οποίο θα μελετηθεί στην συνέχεια.

ΚΑΤΩΝΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (ΠΛΑΚΑ ΚΟΙΤΩΣΤΡΩΣΗΣ)

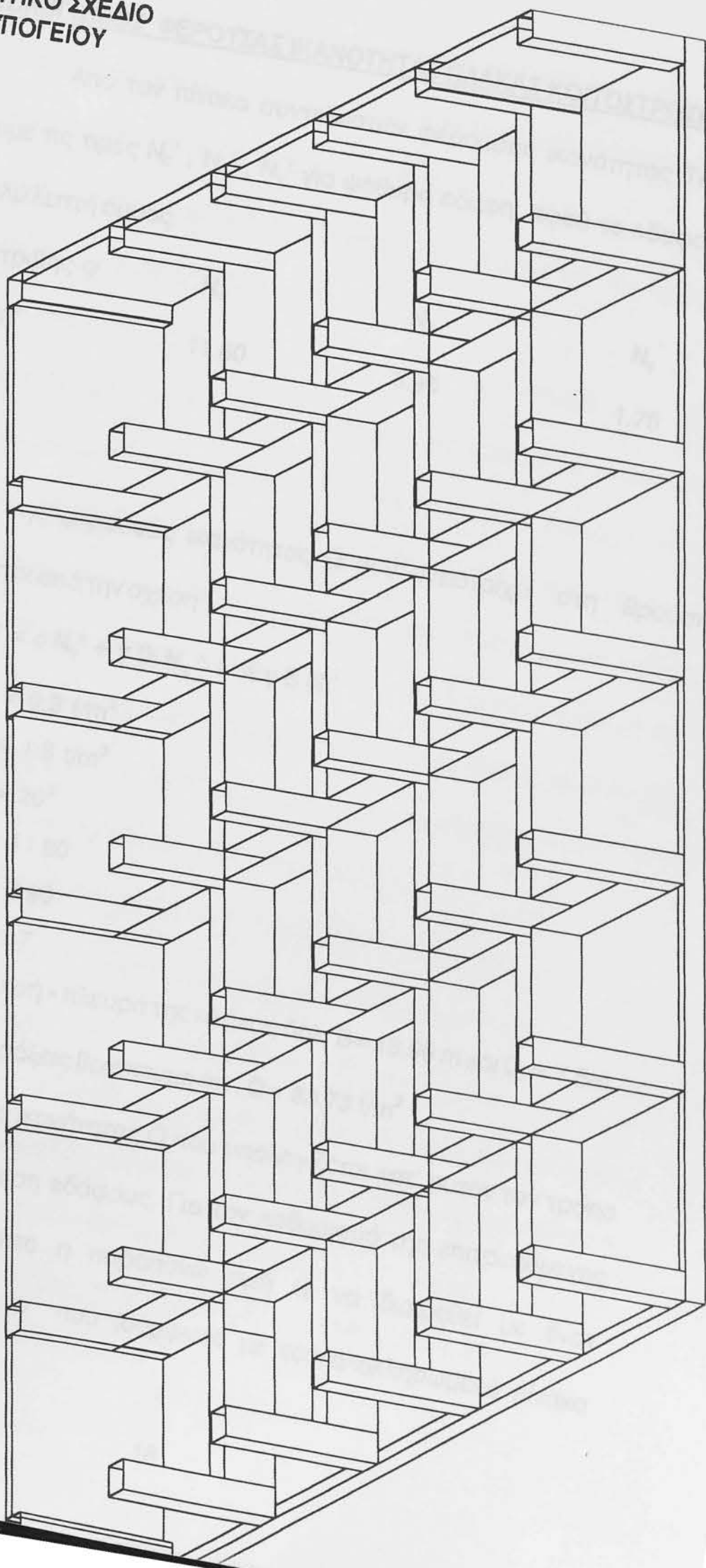


ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΟΨΗ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

ΚΑΤΟΨΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (ΠΛΑΚΑ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ)



ΠΡΟΟΠΤΙΚΟ ΣΧΕΔΙΟ
Β' ΥΠΟΓΕΙΟΥ



Α. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ.

Από τον πίνακα συντελεστών φέρουσας ικανότητας Terzaghi πέρνουμε τις τιμές N_c' , N_q' , N_γ' για ψαθυρά εδάφη, αφού το εδαφός μας είναι πολύ λεπτή άμμος.

γωνία τριβής ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'
20°	11.80	3.90	1.70

Άρα η τιμή της φέρουσας ικανότητας Q που αντιστοιχεί στη θραύση εδάφους δίνεται από την σχέση:

$$Q = c N_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma'$$

με: $c = 0.3 \text{ t/m}^2$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$N_c' = 11.80$$

$$N_q' = 3.90$$

$$N_\gamma' = 1.7$$

Ω ς B ελήφθη η « μικρή » πλευρά της πλάκας δηλ. $B = 18.00 \text{ m}$ και $D_f = 7.5 \text{ m}$.

Έτσι κάνοντας τις πράξεις βρίσκουμε ότι: $Q = 83.73 \text{ t/m}^2$

Η τιμή της φέρουσας ικανότητας Q που υπολογίζεται κατ' αυτόν τον τρόπο αντιστοιχεί στην θραύση εδάφους. Για τον καθορισμό της επιτρεπόμενης τάσης είναι απαραίτητο η παραπάνω τιμή Q να διαιρεθεί με έναν συντελεστή ασφαλείας ν που (σύμφωνα με τον ολοκληρωμένο πίνακα

φέρουσας ικανότητας Terzaghi ο οποίος παρατίθεται πλήρης στο υπόμνημα) για το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας παίρνει τιμές 2.5-3.0.

$$\text{Δηλαδή: } \sigma_{\text{επ}} = Q/v \Rightarrow \sigma_{\text{επ}} = 83.73/3 \Rightarrow \sigma_{\text{επ}} = 27.91 \text{ t/m}^2.$$

Συνεπώς το φορτίο με το οποίο θα φορτίζεται η πλάκα δεν θα πρέπει να υπερβαίνει σε καμμία περίπτωση τα 27.91 t/m^2 .

Από την στατική επίλυση, η οποία παρατίθεται σε ειδικό παράρτημα στο τέλος της εργασίας, μπορούμε να έχουμε τις αντιδράσεις που αναπτύσσονται στους 42 κόμβους οι οποίοι φαίνονται και αριθμημένοι σε προηγούμενο σχήμα. Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι από το σχήμα αλλά και της εξαγωγή των αποτελεσμάτων των αντιδράσεων βλέπουμε ότι έχουμε συμμετρία με άξονες αυτούς που διέρχονται από το κέντρο βάρους της πλάκας. Είναι λοιπόν λογικό να υπολογίζουμε πολλές φορές τα διάφορα στοιχεία μελετώντας το 1/4 της κατασκευής, αφού τα εξαγόμενα από αυτό μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για τα υπόλοιπα 3/4.

Συνεπώς η συνολική τιμή των αντιδράσεων θα είναι:

$$P = (P_1 + P_2 + P_3 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{13} + P_{14} + P_{15}) \times 4 + (P_{19} + P_{20} + P_{21}) \times 2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow P = 3128.72 \text{ t} \times 4 + 1204.94 \text{ t} \times 2 \Rightarrow P = 14924.76 \text{ t}$$

Το φορτίο όμως με το οποίο φορτίζεται η πλάκα δεν είναι αυτό αφού σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν στην σελίδα 8, θα πρέπει να αφαιρεθεί το βάρος του εκσκαφέντος εδάφους. Δηλ.

$$P - W = 14924.76 \text{ t} - H \times S \times \gamma = 14924.76 \text{ t} - 7.5 \text{ m} \times 18 \text{ m} \times 22 \text{ m} \times 1.8 \text{ t/m}^3 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow P - W = 9578.76 \text{ t}$$

Διαιρώντας τώρα το P-W με την συνολική επιφάνεια της πλάκας θα βρούμε την τάση με την οποία θα πρέπει να φορτιστεί η πλάκα της κοιτόστρωσης. Πρέπει να προσέξουμε όμως η τιμή η οποία θα βρεθεί να μην υπερβαίνει την $\sigma_{επ}$ η οποία βρέθηκε παραπάνω.

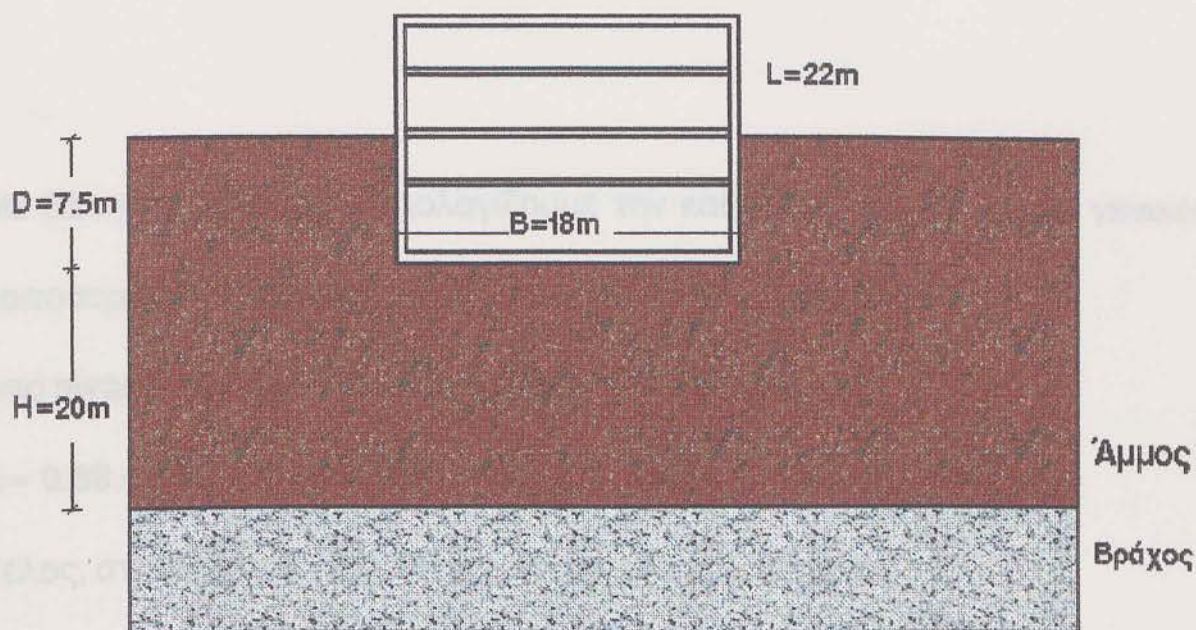
$$q_{\text{πλάκας}} = (P-W) / S = 9578.76\text{t} / 396 \text{ m}^2 \Rightarrow q_{\text{πλάκας}} = 24.18 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{επ}$$

Το φορτίο αυτό το χρησιμοποιούμε κάνοντας την παραδοχή ότι το έδαφος είναι ελαστικό και ισότροπο. Με αυτήν την παραδοχή πετυχαίνουμε ομοιόμορφη κατανομή τάσεων ίση και αντίθετη της φορτίσεως. Έτσι λοιπόν, θα έχουμε να υπολογίσουμε μία «κανονική» πλάκα η οποία θα καταπονείται λόγω της ομοιόμορφα κατανεμημένης τάσης $q_{\text{πλ.}} = 24.18 \text{ t/m}^2$.

Ελεγχος Καθιζήσεων: Ο έλεγχος αυτός είναι απαραίτητος στην περίπτωση μας, αφού ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας κατά Terzaghi στηρίζεται στην παραδοχή ότι το πέδιλο έχει άπειρο μήκος.

Η θεμελίωση μας όμως έχει $B=18\text{m}$ & $L=22\text{m}$

Γνωρίζοντας την κατάσταση που επικρατεί στο εδαφικό στρώμα κάτω από το υπό μελέτη κτίριο, θα υπολογίσω με την βοήθεια της μεθόδου Janbu την συνολική καθίζηση λόγω της φόρτισης με 24.18t/m^2 . Η μέθοδος αυτή είναι η πλέον κατάλληλη για την περίπτωσή μας καθώς δεν εμπεριέχει στον τύπο της καθίζησης τον συντελεστή συμπίεστότητας που για την άμμο είναι ίσος με μηδεν.



Στο παραπάνω σχήμα βλέπουμε την κατάσταση του εδάφους κάτω από την επιφάνεια θεμελίωσης. Η συνολική καθίζηση δίνεται κατά τον Janbu από την σχέση:

$$S = \mu_0 \times \mu_1 \times q \times B \times [(1 - \mu^2) / E_s]$$

με: μ_0 , μ_1 : Συντελεστές οι οποίοι βρίσκονται από πίνακες (που παρατίθενται στο παράρτημα) και είναι ανάλογοι των

$$\text{λόγων} \quad L/B=20/18=1.11, \quad D/B=7.5/18=0.41,$$

$$L/B=22/18=1.22$$

$$q = 2.418 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = 1800 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.4 \text{ (λόγος Poisson, βρίσκεται από ειδικό πίνακα)}$$

$$E_s = 650 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (μέτρο συμπίεστικότητας, από πίνακα)}$$

Με βάση τα παραπάνω υπολογίζουμε την καθίζηση η οποία για τις γενικές κοιτοστρώσεις σε άμμο μπορεί να πάρει μέγιστη τιμή 5.1cm.

Από πίνακες πήραμε ότι : $\mu_0 = 0.88$, $\mu_1 = 0.55$, άρα:

$$S = 0.88 \times 0.55 \times 2.418 \times 1800 \times [(1 - 0.4^2) / 650] \Rightarrow S = 2.7 \text{ cm} \text{ δεκτό}$$

Τέλος, στην άμμο δεν απαιτείται μελέτη στερεοποίησης.

Β. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΛΑΚΩΝ (Κατανομή κατά Caspi)

Πριν ξεκινήσουμε την επίλυση θα πρέπει να αναφέρουμε ότι θα επηρεαστούν τα στατικά μοντέλα των πλάκων, και φαίνονται στο σχήμα της επόμενης σελίδας, κατανομής περσών, τις ροπές στα αγκύσματα και τις στηρίξεις με βάση την κατανομή κατά Caspi. Θεωρούμε τις στηρίξεις τους ακλόνητες ενώ αγνοούμε την ελαστική εδράση τους στο έδαφος αφού κάτι τέτοιο δεν αλιώνει σχεδόν καθόλου το τελικό αποτέλεσμα, ενώ δεν υπάρχει βεβαίως πρόβλημα ασφαλείας.

ΠΛΑΚΕΣ 1,5,26,30

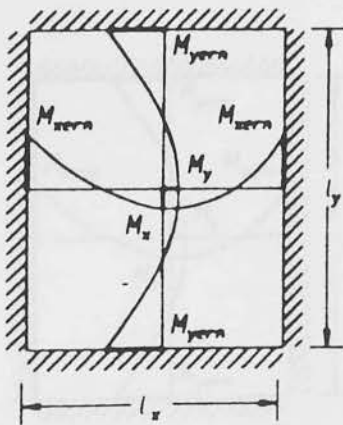
Οι παραπάνω πλάκες είναι τετραγώνιες, με πλήρη κάλυψη των παραπάνω παρυφών. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις της προηγούμενης σελίδας, θα έχω:

B. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΛΑΚΩΝ (Κατανομή κατά Czerny).

Πριν ξεκινήσουμε την επίλυση θα πρέπει να αναφέρουμε ότι θα επιλυθούν τα στατικά μοντέλα των πλακών, που φαίνονται στο σχήμα της επόμενης σελίδας, κατανέμοντας παράλληλα τις ροπές στα ανοίγματα και τις στηρίξεις με βάση την κατανομή κατά Czerny. Θεωρούμε τις στηρίξεις τους ακλόνητες ενώ αγνοούμε την ελαστική εδρασή τους στο έδαφος αφού κάτι τέτοιο δεν αλοιώνει σχεδόν καθόλου το τελικό αποτέλεσμα ενώ δεν υπάρχει βεβαίως πρόβλημα ασφαλείας.

ΠΛΑΚΕΣ 1,5,26,30

Οι παραπάνω πλάκες είναι τετραέριστες, με πλήρη πάκτωση των τεσσάρων παρυφών. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις της προηγούμενης σελίδας, θα έχω:



$$\epsilon = l_y / l_x = 3.733 / 3.65 = 1.02 \leq 2 \text{ (τετραέριστη)}$$

$$m_x = 54.32, m_{x\epsilon\rho n} = 18.92$$

$$m_y = 57.36, m_{y\epsilon\rho n} = 19.16 \text{ (από πίνακες)}$$

Άρα με $q_{\text{πλάκας}} = 24.18 \text{ t/m}^2$ οι ροπές θα είναι:

$$M_x = (24.18 \times 3.65^2) / 54.32 = 322.14 / 54.32 = 5.93 \text{ tm}$$

$$M_y = 322.14 / 17.36 = 5.62 \text{ tm}$$

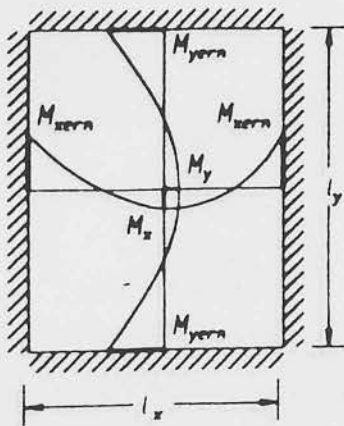
$$M_{x\epsilon\rho n} = -322.14 / 18.92 = -17.02 \text{ tm}$$

$$M_{y\epsilon\rho n} = -322.14 / 19.16 = -16.81 \text{ tm}$$

Τα παραπάνω αποτελέσματα ισχύουν για τις πλάκες 1,5,26,30 οι οποίες έχουν το ίδιο στατικό μοντέλο και είναι επίσης συμμετρικές.

ΠΛΑΚΕΣ 2,3,4,27,28,29

Οι πλάκες αυτές είναι επίσης τετραέριστες, με πλήρη πάκτωση και των τεσσάρων παρυφών τους. Διαφέρουν από τις προηγούμενες μόνο στην διάσταση κατά x. Έτσι έχουμε:



$$\varepsilon = 3.733 / 3.5 = 1.07$$

$$m_x = 48.80, m_{xerm} = 17.76$$

$$m_y = 59.04, m_{yerm} = 18.64$$

Άρα με $q_{πλ} = 24.18 \text{ t/m}^2$ θα έχουμε:

$$M_x = (24.18 \times 3.5^2) / 48.8 = 296.205 / 48.8 = 6.07 \text{ tm}$$

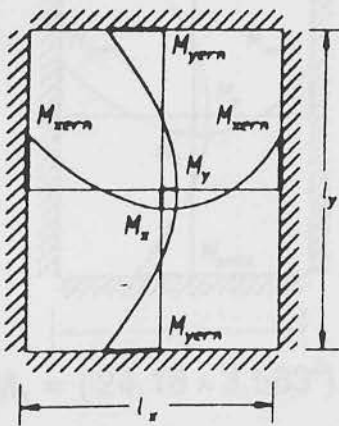
$$M_y = 296.205 / 59.04 = 5.01 \text{ tm}$$

$$M_{xerm} = -296.205 / 17.76 = -16.68 \text{ tm}$$

$$M_{yerm} = -296.205 / 18.64 = -15.90 \text{ tm}$$

ΠΛΑΚΕΣ 7,8,9,12,13,14,17,18,19,22,23,24.

Και για τις πλάκες αυτές το μοντέλο παραμένει το ίδιο. Πρόκειται δηλαδή για τετραέριστες πλάκες, με πλήρη πάκτωση των τεσσάρων παρυφών τους. Όμοια λοιπόν, με τις προηγούμενες έχουμε:



$$\varepsilon = 3.583 / 3.5 = 1.02$$

$$m_x = 54.32, m_{xerm} = 18.92$$

$$m_y = 57.36, m_{yerm} = 19.16$$

Άρα για $q_{\pi\lambda} = 24.18 \text{ t/m}^2$, είναι:

$$M_x = (24.18 \times 3.5^2) / 54.32 = 296.205 / 54.32 = 5.45 \text{ tm}$$

$$M_y = 296.205 / 57.36 = 5.16 \text{ tm}$$

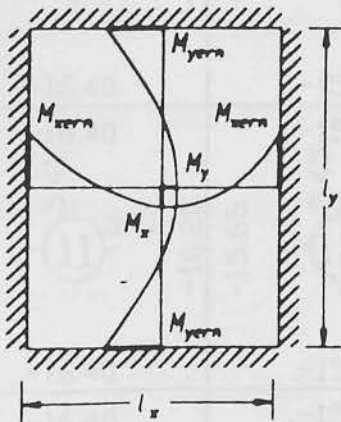
$$M_{xerm} = -296.205 / 18.92 = -15.65 \text{ tm}$$

$$M_{yerm} = -296.205 / 19.16 = -15.46 \text{ tm}$$

Στην συνέχεια ακολουθεί σχήμα το οποίο αποδίδει αναλυτικά την κατανομή των ροπών στα ανοίγματα και τις στηρίξεις.

ΠΛΑΚΕΣ 6,10,11,15,16,20,21,25

Σε αυτές τις πλάκες, οι οποίες είναι επίσης τετραέριστες με πλήρη πάκτωση τεσσάρων παρυφών, παρατηρούμε ότι $I_x > I_y$ οπότε στο κλάσμα του ϵ θα έχω αριθμητή το I_x όπως ορίζει ο κανονισμός. Δηλαδή:



$$\epsilon = I_x / I_y = 3.65 / 3.583 = 1.02$$

$$m_x = 57.36, m_{x\gamma\epsilon\rho\mu} = 19.16$$

$$m_y = 54.32, m_{y\gamma\epsilon\rho\mu} = 18.92$$

Άρα με $q_{\pi\lambda} = 24.18 \text{ t/m}^2$ οι ροπές θα είναι:

$$M_x = (24.18 \times 3.583^2) / 57.36 = 310.42 / 57.36 = 5.41 \text{ tm}$$

$$M_y = 310.42 / 54.32 = 5.71 \text{ tm}$$

$$M_{x\gamma\epsilon\rho\mu} = -310.42 / 19.16 = -16.20 \text{ tm}$$

$$M_{y\gamma\epsilon\rho\mu} = -310.42 / 18.92 = -16.40 \text{ tm}$$

Με βάση τα παραπάνω σπλόνια από τον σχετικό πίνακα
ελάχιστο σπλόνιο: $\varnothing 12/18.5 \text{ cm}$ (6.11 cm/m^2).

Στην συνέχεια θα μελετηθούν οι πλάκες των οποίων η στατική
επίλυση πραγματοποιήθηκε στις προηγούμενες σελίδες. Μια αλλαγή ή

Γ. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΛΑΚΩΝ.

Θα πρέπει αρχικά να πούμε ότι οι οπλισμοί οι οποίοι πρόκειται να
υπολογισθούν τοποθετούνται στο πάνω μέρος της πλάκας κοιτόστρωσης
όπως αυτή είναι στην πραγματικότητα. Στο κάτω μέρος το οποίο «παίζει»
ρόλο πέλματος της θεμελίωσης, θα πρέπει να τοποθετηθεί πλέγμα
οπλισμού.

Το πάχος της πλάκας κοιτόστρωσης, όπως αναφέρθηκε
προηγούμενα είναι 40cm. Η επικάλυψη θα είναι 3.5cm, ενώ ας υποθέσουμε
ότι θα τοποθετηθεί οπλισμός $\varnothing 10$. Τότε το στατικό ύψος της πλάκας θα είναι:

$$40\text{cm} - 7.0 \text{ cm} - 1.0\text{cm} = 32.0 \text{ cm} = \text{Στατικό ύψος.}$$

Οι μέγιστες αποστάσεις μεταξύ των ράβδων οπλισμού δίνονται
από την παρακάτω σχέση:

$$\text{Max απόσταση ράβδων} = \min \{ 1.5 \times d, 200\text{mm} \} = 200\text{mm} = 20\text{cm.}$$

Το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού για ποιότητα σιδήρου S400
δίνεται από την σχέση: $0.0015 \times b \times d = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Τέλος η ελάχιστη απόσταση των ράβδων οπλισμού λαμβάνεται
από τον κανονισμό ίση με 100mm.

Με βάση τα παραπάνω επιλέγω από τον σχετικό πίνακα ελάχιστο οπλισμό: $\varnothing 12 / 18.5 \text{ cm}$ ($6.11 \text{ cm}^2/\text{m}^2$).

Στην συνέχεια θα μελετηθούν οι πλάκες των οποίων η στατική επίλυση πραγματοποιήθηκε στις προηγούμενες σελίδες. Μια αλλαγή η οποία παρατηρείται είναι αυτή στις μονάδες, αφού κάτι τέτοιο αναφέρεται στον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (ΝΚΟΣ).

α. Ανοίγματα.

ι) Για τις πλάκες 1,5,26,30 :

Από την κατανομή των ροπών κατά Czerny έχουμε :

$$M_x = 5.93 \text{ tm} = 59.3 \text{ KNm} \text{ (Μονάδες κατα τον ΝΚΟΣ)}.$$

$$M_y = 5.62 \text{ tm} = 56.2 \text{ KNm}$$

$M_x > M_y$ άρα ο οπλισμός κατά x μπαίνει κάτω από αυτόν κατά y.

- Έλεγχος αντοχής σε κάμψη :

$$M_x / (b \times h_{\text{στατικό}}^2) = 59.3 / (1.00 \times 0.31^2 \times 10^3) = 0.617 \text{ MPa}$$

$$(\rho_1 = 0.186 \text{ , } \rho_2 = 0 \text{ αντέχει σε κάμψη)}$$

$$A_{s1} = \rho 1\% \times b \times h_{\text{στατ}} = (0.186 / 100) \times 100 \times 31 = \underline{5.77 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$M_y / (b \times h_{\text{στατικό}}^2) = 56.2 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 0.548 \text{ MPa}$$

$$(\rho_1 = 0.165 \text{ , } \rho_2 = 0 \text{ αντέχει σε κάμψη)}$$

$$A_{s1} = \rho 1\% \times b \times h_{\text{στατ}} = (0.165 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{5.28 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

ii) Για τις πλάκες 2,3,4,27,28,29.

Από την κατανομή των ροπών κατά Czerny έχουμε:

$$M_x = 6.07 \text{ tm} = \mathbf{60.7 \text{ KNm}}$$

$$M_y = 5.01 \text{ tm} = \mathbf{50.1 \text{ KNm}}$$

$M_x > M_y$ άρα ο οπλισμός κατά x μπαίνει κάτω από αυτόν κατά y.

- Έλεγχος αντοχής σε κάμψη:

$$60.7 / (1.00 \times 0.31^2 \times 10^3) = 0.631 \text{ Mpa}$$

($\rho_1 = 0.190$, $\rho_2 = 0$ αντέχει σε κάμψη).

$$A_{s1} = (0.190 / 100) \times 100 \times 31 = \mathbf{5.89 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

$$50.1 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 0.489 \text{ Mpa}$$

($\rho_1 = 0.145$, $\rho_2 = 0$ αντέχει σε κάμψη).

$$A_{s1} = (0.145 / 100) \times 100 \times 32 = \mathbf{4.64 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

iii) Για τις πλάκες 7,8,9,12,13,14,17,18,19,22,23,24:

Από την κατανομή των ροπών κατά Czerny έχουμε:

$$M_x = 5.45 \text{ tm} = \mathbf{54.5 \text{ KNm}}$$

$$M_y = 5.16 \text{ tm} = \mathbf{51.6 \text{ KNm}}$$

$M_x > M_y$ άρα ο οπλισμός κατά x μπαίνει κάτω από αυτόν κατά y.

- Έλεγχος αντοχής σε κάμψη:

$$54.5 / (1.00 \times 0.31^2 \times 10^3) = 0.567 \text{ MPa}$$

$$(\rho_1 = 0.168, \rho_2 = 0 \text{ αντέχει σε κάμψη})$$

$$A_{s1} = (0.168 / 100) \times 100 \times 31 = \underline{5.21 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

$$51.6 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 0.504 \text{ MPa}$$

$$(\rho_1 = 0.151, \rho_2 = 0 \text{ αντέχει σε κάμψη})$$

$$A_{s1} = (0.151 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{4.83 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

iv) Για τις πλάκες 6, 10, 11, 15, 16, 20, 21, 25:

Από την κατανομή των ροπών κατά Czerny έχουμε:

$$M_x = 5.41 \text{ tm} = \mathbf{54.1 \text{ KNm}}$$

$$M_y = 5.71 \text{ tm} = \mathbf{57.1 \text{ KNm}}$$

$M_y > M_x$ άρα ο οπλισμός κατα y θα μπει κάτω από αυτόν κατά x.

- Έλεγχος αντοχής σε κάμψη:

$$54.1 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 0.528 \text{ MPa}$$

$$(\rho_1 = 0.159, \rho_2 = 0 \text{ αντέχει σε κάμψη})$$

$$A_{s1} = (0.159 / 100) \times 100 \times 0.32 = \underline{5.01 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

$$57.1 / (1.00 \times 0.31^2 \times 10^3) = 0.594 \text{ MPa}$$

$$(\rho_1 = 0.180, \rho_2 = 0 \text{ αντέχει σε κάμψη})$$

$$A_{s1} = (0.180 / 100) \times 100 \times 31 = \underline{5.58 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

Από τα παραπάνω παρατηρούμε ότι :

- η μέγιστη απαίτηση σε διατομή οπλισμού κατά - x είναι $A_{s1x} = 5.89 \text{ cm}^2 / \text{m}$

- η μέγιστη απαίτηση σε διατομή οπλισμού κατά - y είναι $A_{s1y} = 5.58 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Συνεπώς θα τοποθετήσω και κατά τις δύο διευθύνσεις τον ελάχιστο οπλισμό τον οποίο βρήκα προηγουμένως και ικανοποιεί διατομή οπλισμού $6.11 \text{ cm}^2 / \text{m}$. Έτσι έχω :

Οπλισμός κατά - x : $\emptyset 12 / 18.5$

Οπλισμός κατά - y : $\emptyset 12 / 18.5$

Ο οπλισμός αυτός, όπως έχει προαναφερθεί, θα τοποθετηθεί στο άνω μέρος της πλάκας κοιτόστρωσης. Το πλέγμα το οποίο θα τοποθετηθεί στο πέλμα της θεμελίωσης θα προσπαθήσω να το τοποθετήσω κατά τέτοιον τρόπο ώστε να μην απαιτείται πρόσθετος οπλισμός στις στηρίξεις. Τοποθετώ λοιπόν πλέγμα με την ελάχιστη απαίτηση διατομής οπλισμού την οποία βρήκα προηγουμένα . Τοποθετώ δηλαδή στο πέλμα της θεμελίωσης:

Οπλισμός πέλματος : $\# \emptyset 12 / 18.5$

β. Στηρίξεις

i) Μεταξύ των πλακών του τύπου 1 - 2 :

Η ροπή που αναπτύσσεται στην στήριξη δίδεται από την σχέση:

$$M_{1-2} = \mu.ο. (M_{xerm1} , M_{xerm2}) = (17.02 + 16.68) / 2 = 16.85 \text{ tm} = 168.5 \text{ Knm}$$

$$M / (b \times h^2) = 168.5 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 1.645 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = 0.526 \Rightarrow A_{s1} = (0.526 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{16.83 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

ii) Μεταξύ των πλακών του τύπου 1 - 6 :

$$M_{1-6} = (16.81 + 16.40) / 2 = 16.6 \text{ tm} = 166 \text{ KNm}$$

$$166 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 1.621 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = 0.518 \Rightarrow A_{s1} = (0.518 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{16.58 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

iii) Μεταξύ των πλακών του τύπου 2 - 3 :

$$M_{2-3} = (16.68 + 16.68) / 2 = 16.68 \text{ tm} = 166.8 \text{ KNm}$$

$$166.8 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 1.628 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = 0.521 \Rightarrow A_{s1} = (0.521 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{16.67 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

iv) Μεταξύ των πλακών του τύπου 2 - 7 :

$$M_{2-7} = (15.90 + 15.46) / 2 = 15.68 \text{ tm} = 156.8 \text{ KNm}$$

$$156.8 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 1.531 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = 0.495 \Rightarrow A_{s1} = (0.495 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{15.84 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

v) Μεταξύ των πλακών του τύπου 7 - 8 :

$$M_{7-8} = 15.65 \text{ tm} = 156.5 \text{ KNm}$$

$$156.5 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 1.528 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 0.483 \Rightarrow A_{s1} = (0.483 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{15.45 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

vi) Μεταξύ των πλακών του τύπου 7 - 12:

$$M_{7-12} = 15.46 \text{ tm} = 154.6 \text{ KNm}$$

$$154.6 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 0.480 \Rightarrow A_{s1} = (0.480 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{15.36 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

vii) Μεταξύ των πλακών του τύπου 6 - 7:

$$M_{6-7} = (16.2 + 15.65) / 2 = 15.92 \text{ tm} = 159.2 \text{ KNm}$$

$$159.2 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 1.554 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 0.492 \Rightarrow A_{s1} = (0.492 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{15.74 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

viii) Μεταξύ των πλακών του τύπου 6 - 11:

$$M_{6-11} = 16.40 \text{ tm} = 164.0 \text{ KNm}$$

$$164 / (1.00 \times 0.32^2 \times 10^3) = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 0.512 \Rightarrow A_{s1} = (0.512 / 100) \times 100 \times 32 = \underline{16.38 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

Έχουμε ήδη υπολογίσει ότι από τον οπλισμό των πλακών στις στηρίξεις έχουμε :

$$\begin{aligned} & \emptyset 12/37(\text{κατά-x}) + \emptyset 12/37(\text{κατά-y}) + \# \emptyset 12/18.5 + \# \emptyset 12/18.5 = \\ & = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m} + 3.06 \text{ cm}^2/\text{m} + 6.11 \text{ cm}^2/\text{m} + 6.11 \text{ cm}^2/\text{m} = \\ & = 18.34 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Η μεγαλύτερη από τις απαιτήσεις σε διατομή οπλισμού οι οποίες παρουσιάζονται στις στηρίξεις είναι αυτή που παρουσιάζεται μεταξύ των πλακών του τύπου 1 - 2 και είναι $A_{s1} = 16.83 \text{ cm}^2/\text{m} < 18.34 \text{ cm}^2/\text{m}$.

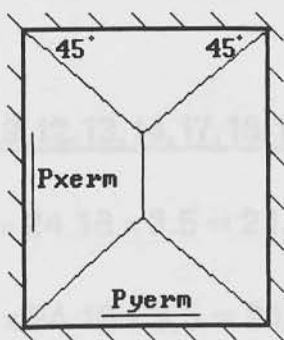
Άρα δεν απαιτείται πρόσθετος οπλισμός στις στηρίξεις, αφού οι ανάγκες των στηρίξεων σε οπλισμό μπορούν να καλυφθούν από τα υπάρχοντα σίδερα.

Δ. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΟΚΩΝ.

Πριν ξεκινήσουμε την επίλυση θα πρέπει να αναφερθεί ότι θα επιλυθούν τα στατικά μοντέλα των δοκών που φαίνονται στο σχήμα της επόμενης σελίδας. Η επίλυση αυτή θα γίνει με την μέθοδο Cross καθώς έχουμε υπερστατικούς φορείς. Πριν μελετηθούν οι δοκοί θα πρέπει να κατανήσουμε και τα φορτία στις πλάκες όπως έγινε και με τις ροπές, χρησιμοποιώντας την κατανομή κατά Czerny. Με τα φορτία τα οποία θα προκύψουν θα φορτιστούν οι δοκοί. Τέλος παρατηρώντας ότι έχουμε συμμετρία, καθίσταται σαφές ότι δεν απαιτείται η επίλυση όλων των δοκών αλλά μόνον των τεσσάρων που υπολογίζονται στην συνέχεια.

Δ. α) Κατανομή φορτίων πλακών κατά Czerny.

Όπως είδαμε και στην κατανομή των ροπών και οι τέσσερις πλάκες των οποίων απαιτείται ο υπολογισμός (λόγω συμμετρίας) είναι της ίδιας μορφής. Είναι δηλαδή τετραέριστες, με πλήρη πάκτωση των τεσσάρων παρυφών, όπως φαίνεται και στο σχήμα (το οποίο μας βοηθάει και στην κατανομή). Έτσι χρησιμοποιώντας τον πίνακα της κατανομής κατά Czerny θα έχω:



$$P_{xerm} = U_{xerm} \cdot p \cdot l_x$$

$$P_{yerm} = U_{yerm} \cdot p \cdot l_y$$

ΠΛΑΚΕΣ 1,5,26,30 (ε=1.02)

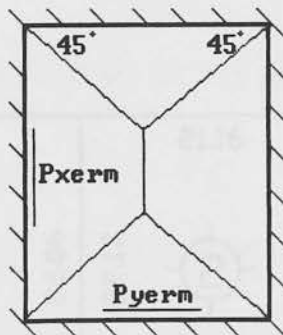
$$P_{xerm} = 0.25 \times 24.18 \times 3.65 = 22.06 \text{ t/m}$$

$$P_{yerm} = 0.25 \times 24.18 \times 3.65 = 22.06 \text{ t/m}$$

ΠΛΑΚΕΣ 2,3,4,27,28,29 (ε=1.07)

$$P_{xerm} = 0.262 \times 24.18 \times 3.5 = 22.17 \text{ t/m}$$

$$P_{yerm} = 0.250 \times 24.18 \times 3.5 = 21.16 \text{ t/m}$$



$$P_{xerm} = U_{xerm} \cdot p \cdot l_x$$

$$P_{yerm} = U_{yerm} \cdot p \cdot l_y$$

ΠΛΑΚΕΣ 6,10,11,15,16,20,21,25 ($\epsilon=1.02$)

$$P_{xerm} = 0.25 \times 24.18 \times 3.583 = 21.66 \text{ t/m}$$

$$P_{yerm} = 0.25 \times 24.18 \times 3.583 = 21.66 \text{ t/m}$$

ΠΛΑΚΕΣ 7,8,9,12,13,14,17,18,19,22,23,24 ($\epsilon=1.02$)

$$P_{xerm} = 0.25 \times 24.18 \times 3.5 = 21.16 \text{ t/m}$$

$$P_{yerm} = 0.25 \times 24.18 \times 3.5 = 21.16 \text{ t/m}$$

Στην επόμενη σελίδα φαίνονται κατανεμημένα όλα τα φορτία στα ανοίγματα των πλακών, αριστερά και δεξιά από τις δοκούς. Με το άθροισμα των φορτίων δεξιά και αριστερά θα φορτίζεται η κάθε δοκός.

Δ. β) Επίλυση ζωνών με την μέθοδο Cross

22.06	22.06		22.06	22.06	22.06	22.06		22.17	22.17	22.17	22.17		22.17	22.17	22.17		22.17	22.17	22.17	22.06		22.06
22.06					21.16					21.16					21.16					22.06		
21.66	21.66		21.66	21.66	21.66	21.66		21.16	21.16	21.16	21.16		21.16	21.16	21.16	21.16		21.16	21.16	21.66		21.66
21.66	21.66		21.66	21.66	21.66	21.66		21.16	21.16	21.16	21.16		21.16	21.16	21.16	21.16		21.16	21.16	21.66		21.66
21.66	21.66		21.66	21.66	21.66	21.66		21.16	21.16	21.16	21.16		21.16	21.16	21.16	21.16		21.16	21.16	21.66		21.66
21.66	21.66		21.66	21.66	21.66	21.66		21.16	21.16	21.16	21.16		21.16	21.16	21.16	21.16		21.16	21.16	21.66		21.66
22.06	22.06		22.06	22.06	22.06	22.06		22.17	22.17	22.17	22.17		22.17	22.17	22.17	22.17		22.17	22.17	22.06		22.06

$$K_{BA} = D_{BA} / (D_{BA} + D_{BC}) = 1.14 / (1.14 + 1.1) = 0.51$$

Δ. β) Επίλυση δοκών με την μέθοδο Cross.

$$K_{CB} = 1.14 / (1.14 + 1.14) = 0.5$$

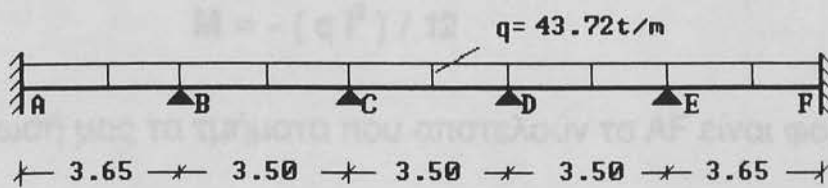
ΔΟΚΟΙ D6,D7,D8,D9,D10 (και οι συμμετρικές αυτών)

Φόρτιση δοκού: Η δοκός φορτίζεται από τα κατανεμημένα φορτία P_{yerm} των πλακών 1,2,3,4,5,6,7,8,9, 10. Πιο συγκεκριμένα έχουμε :

$$P_{yerm\pi 1} + P_{yerm\pi 6} = 22.06 + 21.66 = 43.72 \text{ t/m}$$

$$P_{yerm\pi 2} + P_{yerm\pi 7} = 21.16 + 21.16 = 42,32 \text{ t/m}$$

Έτσι φορτίζω την συνεχή δοκό με φορτίο $q = 43.72 \text{ t/m}$.



Δείκτες ακαμψίας: Για την περίπτωση της αμφίπακτης δοκού είναι:

$$D_{xy} = 4EJ / l_{xy}$$

$$D_{BA} = D_{EF} = 4EJ / l_{BA} = 4 / 3.65 = 1.1$$

$$D_{BC} = D_{CB} = D_{CD} = D_{DC} = D_{DE} = D_{ED} = 4EJ / l_{BC} = 4 / 3.5 = 1.14$$

Συντελεστές κατανομής:

$$K_{BA} = D_{BA} / (D_{BA} + D_{BC}) = 1.1 / (1.1 + 1.14) = 0.49$$

$$K_{BC} = D_{BC} / (D_{BC} + D_{BA}) = 1.14 / (1.14 + 1.1) = 0.51$$

$$K_{CB} = D_{CB} / (D_{CB} + D_{CD}) = 1.14 / (1.14 + 1.14) = 0.5$$

$$K_{CD} = 1.14 / (1.14 + 1.14) = 0.5$$

$$K_{DC} = 1.14 / (1.14 + 1.14) = 0.5$$

$$K_{DE} = 1.14 / (1.14 + 1.14) = 0.5$$

$$K_{ED} = 1.14 / (1.14 + 1.1) = 0.51$$

$$K_{EF} = 1.1 / (1.1 + 1.14) = 0.49$$

Θεμελιώδης ροπές πακτώσεως: Αυτές δίνονται, για την πάκτωση, από τον γενικό τύπο :

$$M = - (q l^2) / 12$$

Στην περίπτωση μας τα τμήματα που αποτελούν το AF είναι φορτισμένα με το ίδιο φορτίο, ενώ το μήκος διαφέρει στα δύο ακραία ανοίγματα. Συνεπώς:

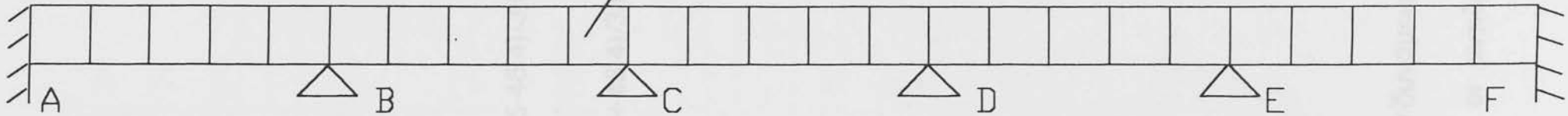
$$M_{AB}^{\theta} = - (43.72 \times 3.65^2) / 12 = - 48.54 \text{ tm} = M_{BA}^{\theta} = M_{EF}^{\theta} = M_{FE}^{\theta}$$

$$M_{BC}^{\theta} = - (43.72 \times 3.5^2) / 12 = - 44.63 \text{ tm} = M_{CB}^{\theta} = M_{CD}^{\theta} = M_{DC}^{\theta} = M_{DE}^{\theta} = M_{ED}^{\theta}$$

Με βάση τους συντελεστες κατανομής και της θεμελιώδης ροπές πακτώσεως προχωρούμε στην επίλυση κατά Cross.

Cross for D6,D7,D8,D9,D10

43.72 t/m



	0.49	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50	0.51	0.49	
-48.5	48.5	-44.63	44.63	-44.63	44.63	-44.63	44.63	-48.5	48.5
-0.96 ←	-1.92	-1.99 →	-0.99						
		0.25 ←	0.5	0.5 →	0.25				
-0.061 ←	-0.1225	-0.1275 →	-0.063	-0.0625 ←	-0.125	-0.125 →	-0.0625		
						1.01 ←	2.02	1.94 →	0.97
				-0.25 ←	-0.5	-0.5 →	-0.25		
		0.0625 ←	0.125	0.125 →	0.0625	0.063 ←	0.1275	0.1225 →	0.061
-49.5	46.4	-46.4	44.2	-44.2	44.2	-44.2	46.4	-46.4	49.5

Άρα με κλασσική σήμανση έχουμε:

$$M_A = M_F = - 49.5 \text{ tm}$$

$$M_B = M_E = - 46.4 \text{ tm}$$

$$M_C = M_D = - 44.2 \text{ tm}$$

Τέμνουσες δυνάμεις:

$$Q_{A \text{ δεξιά}} = Q_{AB \text{ αριστ.}} + (M_B - M_A) / l_{AB} = [(43.72 \times 3.65) / 2] + (49.5 - 46.4) / 3.65 = 80.64 \text{ t}$$

$$Q_{B \text{ αρ.}} = Q_{AB \text{ δεξιά}} + (M_A - M_B) / l_{AB} = [-(43.72 \times 3.65) / 2] + (-49.5 + 46.4) / 3.65 = -80.64 \text{ t}$$

$$Q_{B \text{ δεξ.}} = [(43.72 \times 3.5) / 2] + (46.4 - 44.2) / 3 = 77.13 \text{ t}$$

$$Q_{C \text{ αρ.}} = [-(43.72 \times 3.5) / 2] + (-46.4 + 44.2) = -77.13 \text{ t}$$

$$Q_{C \text{ δεξ.}} = [(43.72 \times 3.5) / 2] + (44.2 - 44.2) / 3.5 = 76.51 \text{ t}$$

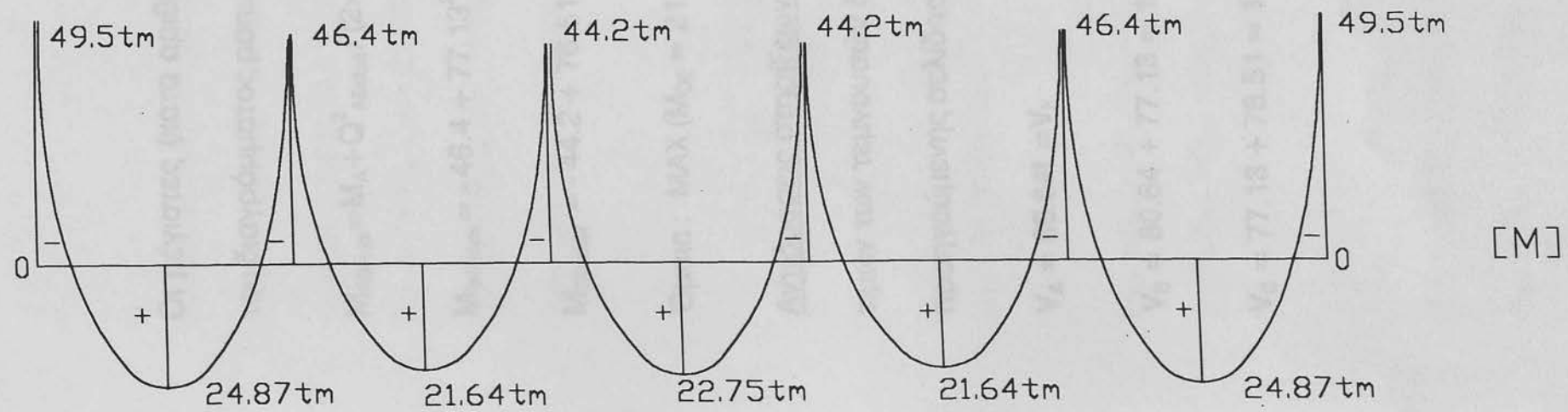
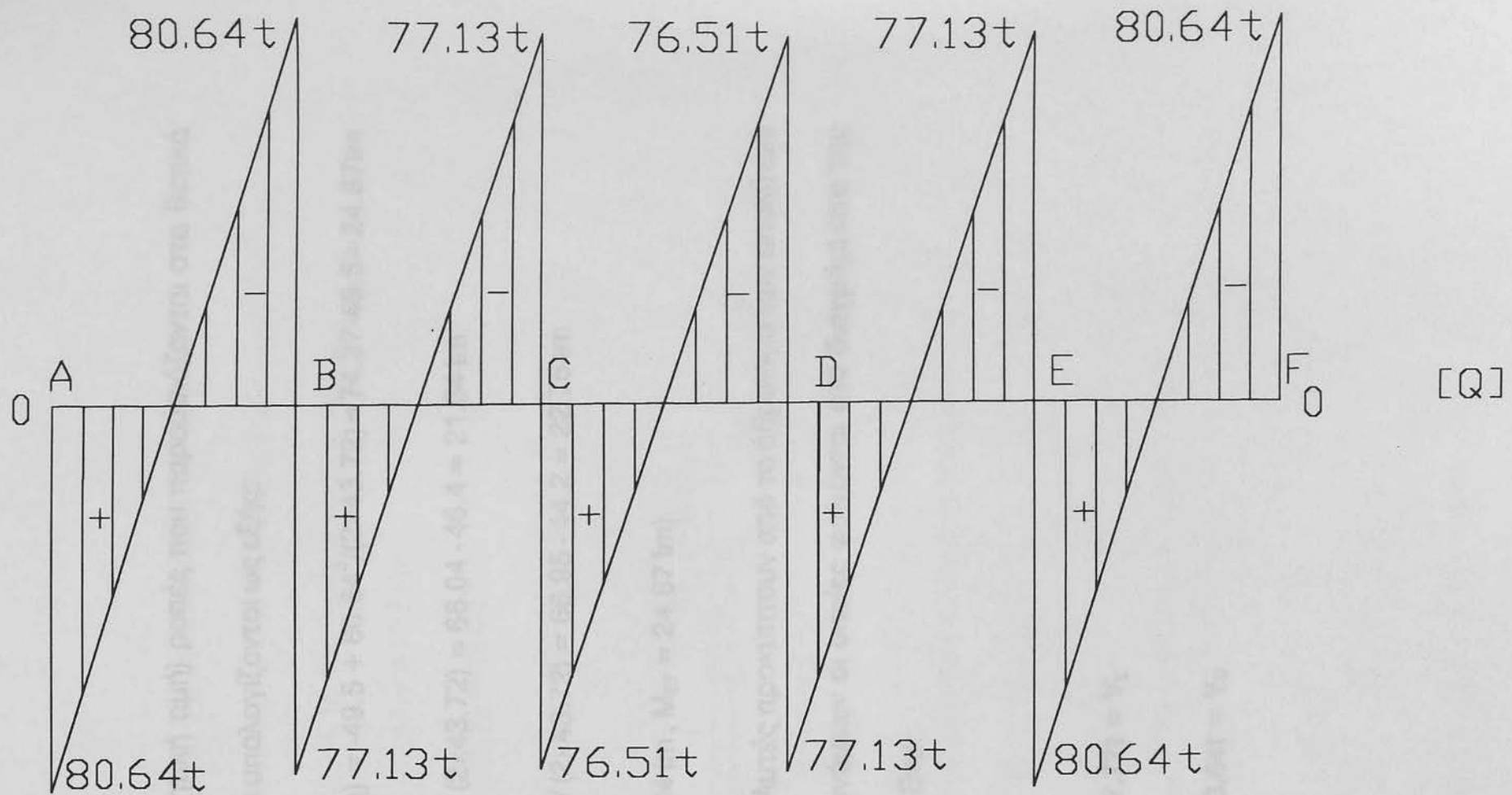
$$Q_{D \text{ αρ.}} = [-(43.72 \times 3.5) / 2] + 0 = -76.51 \text{ t}$$

Και κατά τον ίδιο τρόπο θα έχω:

$$Q_{D \text{ δεξ.}} = 77.13 \text{ t} \quad , \quad Q_{E \text{ αρ.}} = -77.13 \text{ t} \quad \text{και}$$

$$Q_{E \text{ δεξ.}} = 80.64 \text{ t} \quad , \quad Q_{F \text{ αρ.}} = -80.64 \text{ t}$$

Στην συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης. Από το πρώτο διάγραμμα εξαγονται και οι αντιδράσεις των στηρίξεων της δοκού.



Οι μέγιστες (κατα αριθμητική τιμή) ροπές που παρουσιάζονται στα θετικά του διαγράμματος ροπών υπολογίζονται ως εξής:

$$M_{AB\max} = M_A + Q_{\text{Αδεξιά}}^2 / (2 \times q) = -49.5 + 80.64^2 / (2 \times 43.72) = 74.37 - 49.5 = 24.87 \text{ tm}$$

$$M_{BC\max} = -46.4 + 77.13^2 / (2 \times 43.72) = 68.04 - 46.4 = 21.64 \text{ tm}$$

$$M_{CD\max} = -44.2 + 76.51^2 / (2 \times 43.72) = 66.95 - 44.2 = 22.75 \text{ tm}$$

Όμοια : $\text{MAX} (M_{DE} = 21.64 \text{ tm} , M_{EF} = 24.87 \text{ tm})$

Αντιδράσεις στηρίξεων: Αυτές προκύπτουν από το άθροισμα των απολύτων τιμών των τεμνουσών δυνάμεων οι οποίες φαίνονται στα διαγράμματα της προηγούμενης σελίδας. Έτσι :

$$V_A = 80.64 \text{ t} = V_F$$

$$V_B = 80.64 + 77.13 = 157.77 \text{ t} = V_E$$

$$V_C = 77.13 + 76.51 = 153.64 \text{ t} = V_D$$

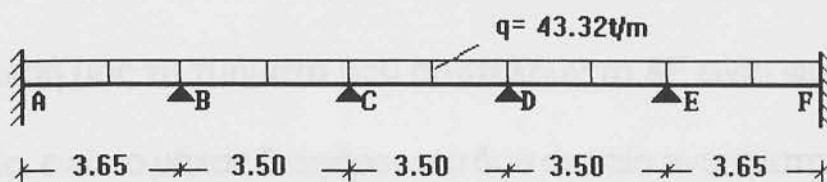
ΔΟΚΟΙ D11,D12,D13,D14,D15 (και οι συμμετρικές αυτών)

Φόρτιση δοκού: Η δοκός φορτίζεται από τα κατανεμημένα φορτία P_{yerm} των πλακών 6,7,8,9,10,11,12,13,14,15. Πιο συγκεκριμένα έχουμε :

$$P_{\text{yerm}\pi 1} + P_{\text{yerm}\pi 6} = 21.66 + 21.66 = 43.32 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{yerm}\pi 2} + P_{\text{yerm}\pi 7} = 21.16 + 21.16 = 42,32 \text{ t/m}$$

Έτσι φορτίζω την συνεχή δοκό με φορτίο $q = 43.32 \text{ t/m}$.



Δείκτες ακαμψίας: Για την περίπτωση της αμφίπακτης δοκού είναι:

$$D_{xy} = 4EJ / l_{xy}$$

$$D_{BA} = D_{EF} = 4EJ / l_{BA} = 4 / 3.65 = 1.1$$

$$D_{BC} = D_{CB} = D_{CD} = D_{DC} = D_{DE} = D_{DE} = 4EJ / l_{BC} = 4 / 3.5 = 1.14$$

Συντελεστές κατανομής:

$$K_{BA} = D_{BA} / (D_{BA} + D_{BC}) = 1.1 / (1.1 + 1.14) = 0.49$$

$$K_{BC} = D_{BC} / (D_{BC} + D_{BA}) = 1.14 / (1.14 + 1.1) = 0.51$$

$$K_{CB} = D_{CB} / (D_{CB} + D_{CD}) = 1.14 / (1.14 + 1.14) = 0.5$$

$$K_{CD} = 1.14 / (1.14 + 1.14) = 0.5$$

$$K_{DC} = 1.14 / (1.14 + 1.14) = 0.5$$

$$K_{DE} = 1.14 / (1.14 + 1.14) = 0.5$$

$$K_{ED} = 1.14 / (1.14 + 1.1) = 0.51$$

$$K_{EF} = 1.1 / (1.1 + 1.14) = 0.49$$

Θεμελιώδης ροπές πακτώσεως: Αυτές δίνονται, για την πάκτωση, από τον

γενικό τύπο :

$$M = - (q l^2) / 12$$

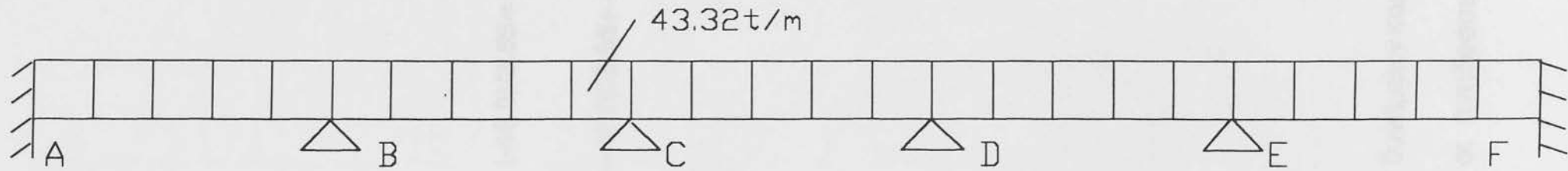
Στην περίπτωση μας τα τμήματα που αποτελούν το AF είναι φορτισμένα με το ίδιο φορτίο, ενώ το μήκος διαφέρει στα δύο ακραία ανοίγματα. Συνεπώς:

$$M_{AB}^{\ominus} = - (43.32 \times 3.65^2) / 12 = - 48.09 \text{tm} = M_{BA}^{\ominus} = M_{EF}^{\ominus} = M_{FE}^{\ominus}$$

$$M_{BC}^{\ominus} = - (43.32 \times 3.5^2) / 12 = - 44.22 \text{tm} = M_{CB}^{\ominus} = M_{CD}^{\ominus} = M_{DC}^{\ominus} = M_{DE}^{\ominus} = M_{ED}^{\ominus}$$

Με βάση τους συντελεστες κατανομής και της θεμελιώδης ροπές πακτώσεως προχωρούμε στην επίλυση κατά Cross.

Cross for D11,D12,D13,D14,D15



	0.49	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50	0.51	0.49	
-48.09	48.09	-44.22	44.22	-44.22	44.22	-44.22	44.22	-48.09	48.09
-0.95 ←	-1.89	-1.97 →	-0.99						
		0.25 ←	0.5	0.5 →	0.25				
-0.061 ←	-0.1225	-0.1275 →	-0.063	-0.0625 ←	-0.125	-0.125 →	-0.0625		
						0.97 ←	1.94	1.87 →	0.94
				-0.25 ←	-0.49	-0.49 →	-0.25		
		0.0625 ←	0.125	0.125 →	0.0625	0.063 ←	0.1275	0.1225 →	0.061
-49.1	46.0	-46.0	43.9	-43.9	43.9	-43.8	46.0	-46.0	49.1

Άρα με κλασσική σήμανση έχουμε:

$$M_A = M_F = - 49.1 \text{ tm}$$

$$M_B = M_E = - 46.0 \text{ tm}$$

$$M_C = M_D = - 43.9 \text{ tm}$$

Τέμνουσες δυνάμεις:

$$Q_{A \text{ δεξιά}} = Q_{AB \text{ αριστ.}} + (M_B - M_A) / l_{AB} = [(43.32 \times 3.65) / 2] + (49.1 - 46.0) / 3.65 = 79.91 \text{ t}$$

$$Q_{B \text{ αρ.}} = Q_{AB \text{ δεξιά}} + (M_A - M_B) / l_{AB} = [-(43.32 \times 3.65) / 2] + (-49.5 + 46.0) / 3.65 = -79.91 \text{ t}$$

$$Q_{B \text{ δεξ.}} = [(43.32 \times 3.5) / 2] + (46.0 - 43.9) / 3 = 76.41 \text{ t}$$

$$Q_{C \text{ αρ.}} = [-(43.32 \times 3.5) / 2] + (-46.0 + 43.9) = -76.41 \text{ t}$$

$$Q_{C \text{ δεξ.}} = [(43.32 \times 3.5) / 2] + (43.9 - 43.9) / 3.5 = 75.81 \text{ t}$$

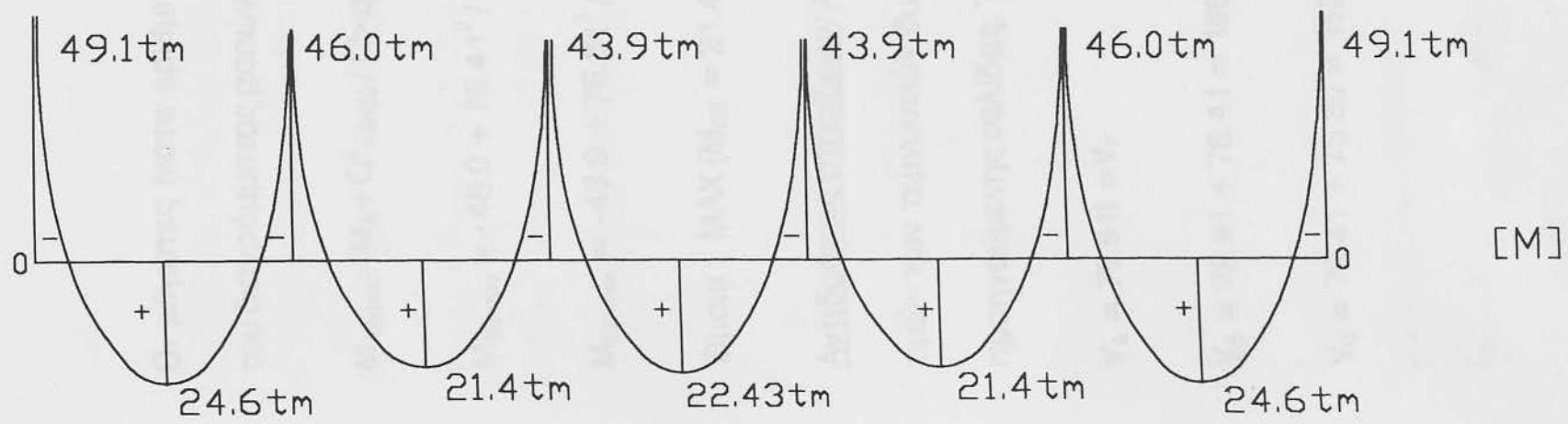
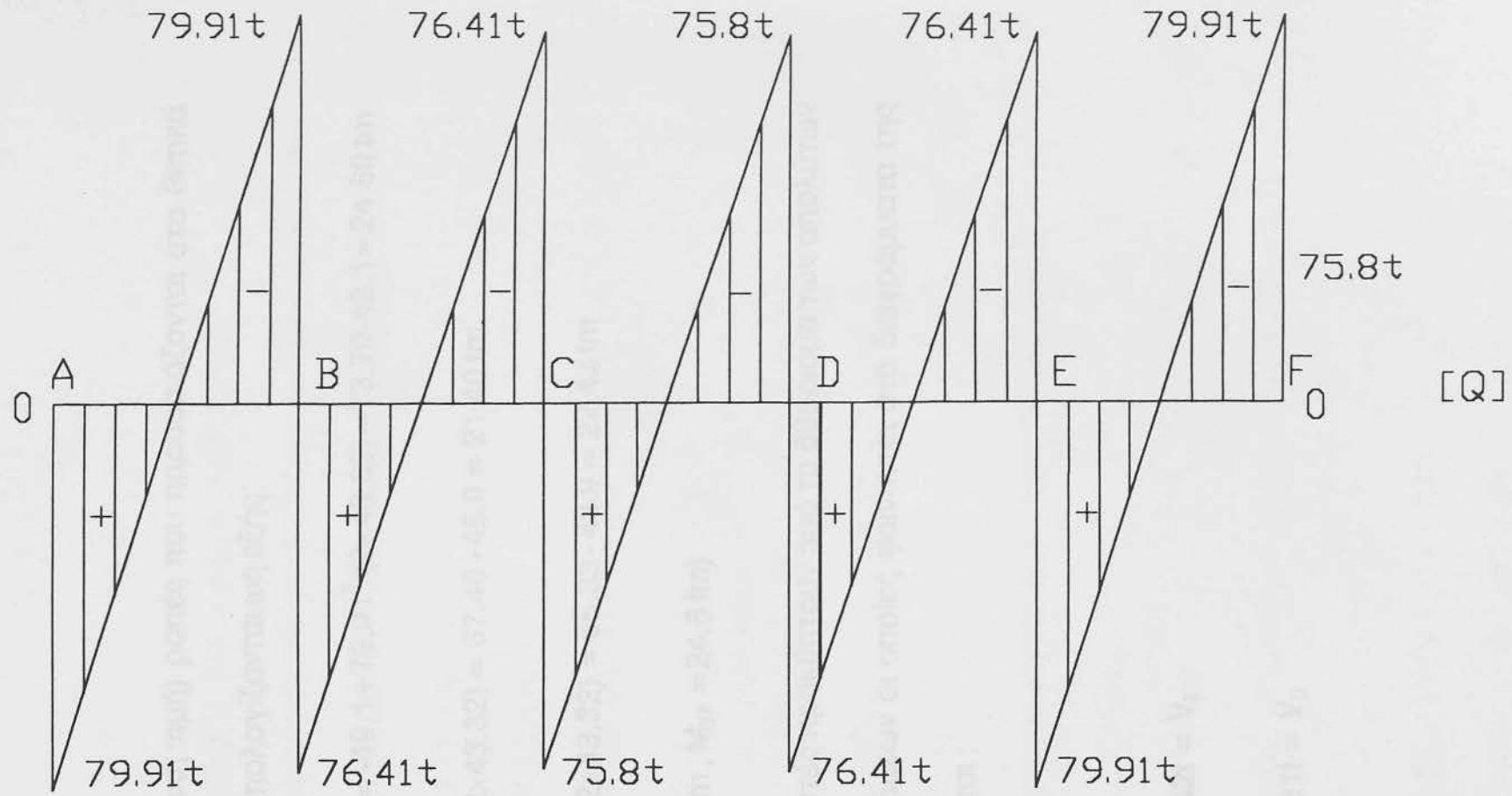
$$Q_{D \text{ αρ.}} = [-(43.32 \times 3.5) / 2] + 0 = - 75.81 \text{ t}$$

Και κατά τον ίδιο τρόπο θα έχω:

$$Q_{D \text{ δεξ.}} = 76.41 \text{ t} \quad , \quad Q_{E \text{ αρ.}} = -76.41 \text{ t} \quad \text{και}$$

$$Q_{E \text{ δεξ.}} = 79.91 \text{ t} \quad , \quad Q_{F \text{ αρ.}} = -79.91 \text{ t}$$

Στην συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης. Από το πρώτο διάγραμμα εξάγονται και οι αντιδράσεις των στηρίξεων της δοκού.



Οι μέγιστες (κατα αριθμητική τιμή) ροπές που παρουσιάζονται στα θετικά του διαγράμματος ροπών υπολογίζονται ως εξής:

$$M_{AB\max} = M_A + Q_{A\delta\epsilon\zeta\eta}^2 / (2 \times q) = -49.1 + 79.91^2 / (2 \times 43.32) = 73.70 - 49.1 = 24.60 \text{ tm}$$

$$M_{BC\max} = -46.0 + 76.41^2 / (2 \times 43.32) = 67.40 - 46.0 = 21.40 \text{ tm}$$

$$M_{CD\max} = -43.9 + 75.81^2 / (2 \times 43.32) = 66.33 - 43.9 = 22.43 \text{ tm}$$

Όμοια : MAX ($M_{DE} = 21.4 \text{ tm}$, $M_{EF} = 24.6 \text{ tm}$)

Αντιδράσεις στηρίξεων: Αυτές προκύπτουν από το άθροισμα των απολύτων τιμών των τεμνουσών δυνάμεων οι οποίες φαίνονται στα διαγράμματα της προηγούμενης σελίδας. Έτσι :

$$V_A = 79.91 \text{ t} = V_F$$

$$V_B = 79.91 + 76.41 = 156.32 \text{ t} = V_E$$

$$V_C = 76.41 + 75.80 = 152.21 \text{ t} = V_D$$

ΔΟΚΟΙ D42,D43,D44,D45,D46,D47 (και οι συμμετρικές αυτών)

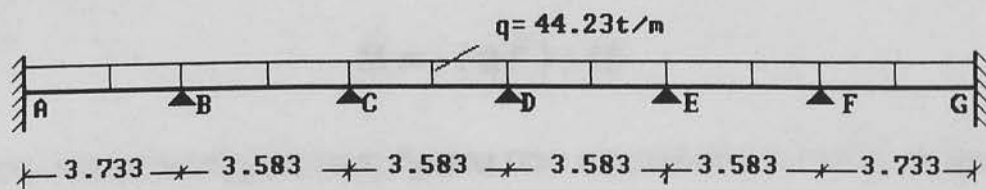
Φόρτιση δοκού: Η δοκός φορτίζεται από τα κατανεμημένα φορτία $P_{\text{χηρμ}}$ των

πλακών 1,6, 11, 16,21,26,2,7, 12, 17,22,27. Πιο συγκεκριμένα έχουμε :

$$P_{\text{χηρμ}\pi 1} + P_{\text{χηρμ}\pi 2} = 22.06 + 22.17 = 44.23 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{χηρμ}\pi 6} + P_{\text{χηρμ}\pi 7} = 21.66 + 21.16 = 42,82 \text{ t/m}$$

Έτσι φορτίζω την συνεχή δοκό με φορτίο $q = 44.23 \text{ t/m}$.



Δείκτες ακαμψίας: Για την περίπτωση της αμφίπακτης δοκού είναι:

$$D_{xy} = 4EJ / l_{xy}$$

$$D_{BA} = D_{FG} = 4EJ / l_{BA} = 4 / 3.733 = 1.07$$

$$D_{BC} = D_{CB} = D_{CD} = D_{DC} = D_{DE} = D_{ED} = D_{EF} = D_{FE} = 4EJ / l_{BC} = 4 / 3.583 = 1.11$$

Συντελεστές κατανομής:

$$K_{BA} = D_{BA} / (D_{BA} + D_{BC}) = 1.07 / (1.07 + 1.11) = 0.49$$

$$K_{BC} = D_{BC} / (D_{BC} + D_{BA}) = 1.11 / (1.11 + 1.07) = 0.51$$

$$K_{CB} = D_{CB} / (D_{CB} + D_{CD}) = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{CD} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{DC} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{DE} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{ED} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{EF} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{FE} = 1.11 / (1.11 + 1.07) = 0.51$$

$$K_{FG} = 1.07 / (1.07 + 1.11) = 0.49$$

Θεμελιώδης ροπές πακτώσεως: Αυτές δίνονται, για την πάκτωση, από τον γενικό τύπο :

$$M = - (q l^2) / 12$$

Στην περίπτωση μας τα τμήματα που αποτελούν το AF είναι φορτισμένα με το ίδιο φορτίο, ενώ το μήκος διαφέρει στα δύο ακραία ανοίγματα. Συνεπώς:

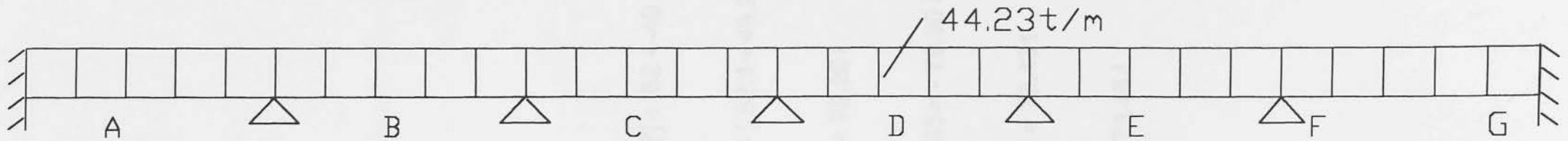
$$M_{AB}^{\theta} = - (44.23 \times 3.733^2) / 12 = -51.36 \text{tm} = M_{BA}^{\theta} = M_{FG}^{\theta} = M_{GF}^{\theta}$$

$$M_{BC}^{\theta} = - (44.23 \times 3.583^2) / 12 = -47.32 \text{tm} = M_{CB}^{\theta} = M_{CD}^{\theta} = M_{DC}^{\theta} = M_{DE}^{\theta}$$

$$= M_{ED}^{\theta} = M_{EF}^{\theta} = M_{FE}^{\theta}$$

Με βάση τους συντελεστες κατανομής και της θεμελιώδης ροπές πακτώσεως προχωρούμε στην επίλυση κατά Cross.

Cross for D42,D43,D44,D45,D46,D47



	0.49	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.51	0.49	
-51.36	51.36	-47.32	47.32	-47.32	47.32	-47.32	47.32	-47.32	47.32	-51.36	51.36
-0.99 ←	-1.98	-2.06 →	-1.03								
		0.257 ←	0.515	0.515 →	0.257						
-0.63 ←	-0.126	-0.131 →	-0.065	-0.064 ←	-0.128	-0.128 →	-0.064				
						0.016 ←	0.032	0.032 →	0.016		
								1.025 ←	2.05	1.97 →	0.99
						-0.25 ←	-0.5	-0.5 →	-0.25		
				0.062 ←	0.125	0.125 →	0.062	0.063 ←	0.1275	0.1225 →	0.061
-52.4	49.2	-49.2	46.8	-46.8	47.5	-47.5	46.8	-46.8	49.2	-49.2	52.4

Άρα με κλασσική σήμανση έχουμε:

$$M_A = M_F = - 52.4 \text{ tm}$$

$$M_B = M_G = - 49.2 \text{ tm}$$

$$M_C = M_E = - 46.8 \text{ tm}$$

$$M_D = - 47.5 \text{ tm}$$

Τέμνουσες δυνάμεις:

$$Q_{A\delta\epsilon\chi\iota\alpha} = Q_{AB \text{ αριστ.}} + (M_B - M_A) / l_{AB} = [(44.23 \times 3.733) / 2] + (52.4 - 49.2) / 3.733 = 83.41 \text{ t}$$

$$Q_{B\alpha\rho} = Q_{AB\delta\epsilon\chi\iota\alpha} + (M_A - M_B) / l_{AB} = [-(44.23 \times 3.733) / 2] + (-52.4 + 49.2) / 3.733 = -83.41 \text{ t}$$

$$Q_{B\delta\epsilon\chi} = [(44.23 \times 3.583) / 2] + (49.2 - 46.8) / 3.583 = 79.90 \text{ t}$$

$$Q_{C\alpha\rho} = [-(44.23 \times 3.583) / 2] + (-49.2 + 46.8) / 3.583 = -79.90 \text{ t}$$

$$Q_{C\delta\epsilon\chi} = [(44.23 \times 3.583) / 2] + (47.5 - 46.8) / 3.583 = 79.43 \text{ t}$$

$$Q_{D\alpha\rho} = [-(44.23 \times 3.583) / 2] + (-47.5 + 46.8) / 3.583 = -79.43 \text{ t}$$

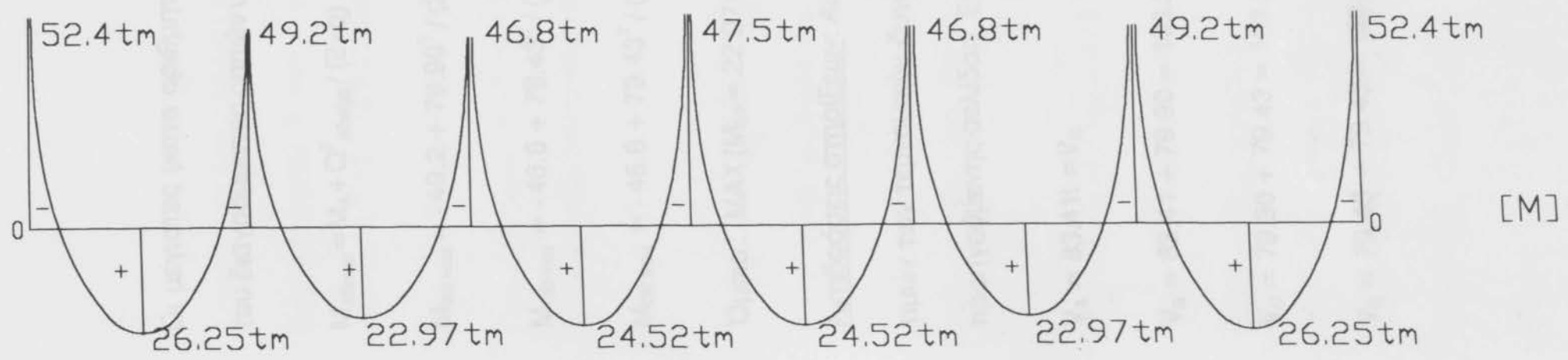
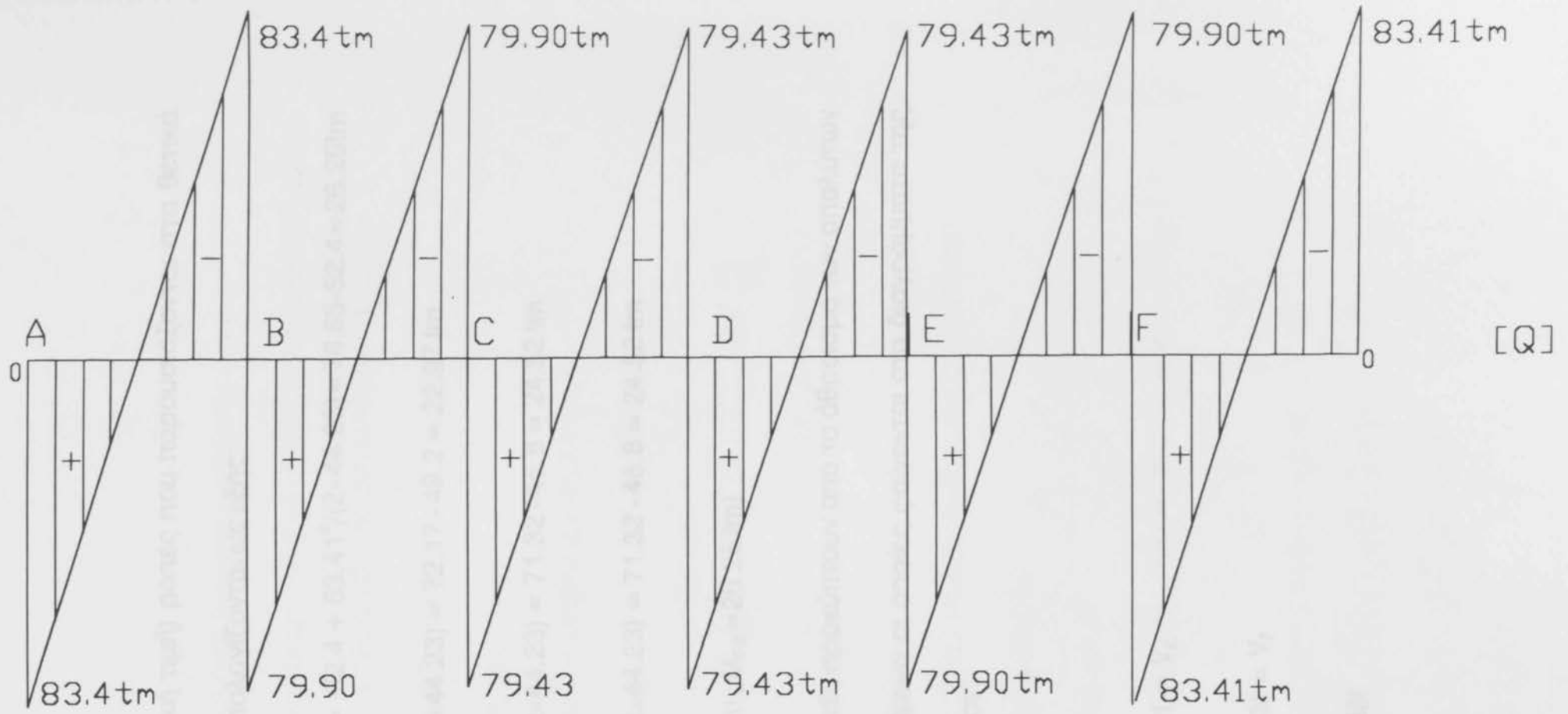
Και κατά τον ίδιο τρόπο θα έχω:

$$Q_{D\delta\epsilon\chi} = 79.43 \text{ t} \quad , \quad Q_{E\alpha\rho} = -79.43 \text{ t} \quad \text{και}$$

$$Q_{E\delta\epsilon\chi} = 79.90 \text{ t} \quad , \quad Q_{F\alpha\rho} = -79.90 \text{ t} \quad \text{και}$$

$$Q_{F_{\delta\epsilon\xi}} = 83.41t \quad , \quad Q_{G_{\alpha\rho}} = -83.41t$$

Στην συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης. Από το πρώτο διάγραμμα εξάγονται και οι αντιδράσεις των στηρίξεων της δοκού.



Οι μέγιστες (κατα αριθμητική τιμή) ροπές που παρουσιάζονται στα θετικά του διαγράμματος ροπών υπολογίζονται ως εξής:

$$M_{AB\max} = M_A + Q_{\text{Αδεξιά}}^2 / (2 \times q) = -52.4 + 83.41^2 / (2 \times 44.23) = 78.65 - 52.4 = 26.25 \text{tm}$$

$$M_{BC\max} = -49.2 + 79.90^2 / (2 \times 44.23) = 72.17 - 49.2 = 22.97 \text{tm}$$

$$M_{CD\max} = -46.8 + 79.43^2 / (2 \times 44.23) = 71.32 - 46.8 = 24.52 \text{tm}$$

$$M_{DE\max} = -46.8 + 79.43^2 / (2 \times 44.23) = 71.32 - 46.8 = 24.52 \text{tm}$$

Όμοια : $\text{MAX} (M_{EF} = 22.97 \text{tm} , M_{FG} = 26.25 \text{tm})$

Αντιδράσεις στηρίξεων: Αυτές προκύπτουν από το άθροισμα των απολύτων τιμών των τεμνουσών δυνάμεων οι οποίες φαίνονται στα διαγράμματα της προηγούμενης σελίδας. Έτσι :

$$V_A = 83.41 \text{t} = V_G$$

$$V_B = 83.41 + 79.90 = 163.31 = V_E$$

$$V_C = 79.90 + 79.43 = 159.33 \text{t} = V_F$$

$$V_D = 79.43 + 79.43 = 158.86 \text{t}$$

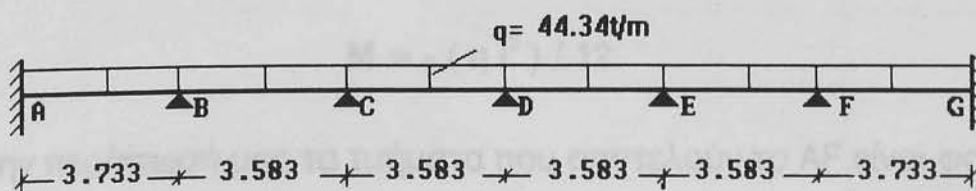
ΔΟΚΟΙ D48,D49,D50,D51,D52,D53 (και οι συμμετρικές αυτών)

Φόρτιση δοκού: Η δοκός φορτίζεται από τα κατανεμημένα φορτία P_{xerm} των πλακών 2,7,12,17,22,27,3,8,13,18,23,28. Πιο συγκεκριμένα έχουμε :

$$P_{\text{xerm}\pi 3} + P_{\text{xerm}\pi 2} = 22.17 + 22.17 = 44.34 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{xerm}\pi 8} + P_{\text{xerm}\pi 7} = 21.16 + 21.16 = 42,32 \text{ t/m}$$

Έτσι φορτίζω την συνεχή δοκό με φορτίο $q = 44.34 \text{ t/m}$.



Δείκτες ακαμψίας: Για την περίπτωση της αμφίπακτης δοκού είναι:

$$D_{xy} = 4EJ / l_{xy}$$

$$D_{BA} = D_{FG} = 4EJ / l_{BA} = 4 / 3.733 = 1.07$$

$$D_{BC} = D_{CB} = D_{CD} = D_{DC} = D_{DE} = D_{ED} = D_{EF} = D_{FE} = 4EJ / l_{BC} = 4 / 3.583 = 1.11$$

Συντελεστές κατανομής:

$$K_{BA} = D_{BA} / (D_{BA} + D_{BC}) = 1.07 / (1.07 + 1.11) = 0.49$$

$$K_{BC} = D_{BC} / (D_{BC} + D_{BA}) = 1.11 / (1.11 + 1.07) = 0.51$$

$$K_{CB} = D_{CB} / (D_{CB} + D_{CD}) = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{CD} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{DC} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{DE} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{ED} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{EF} = 1.11 / (1.11 + 1.11) = 0.5$$

$$K_{FE} = 1.11 / (1.11 + 1.07) = 0.51$$

$$K_{FG} = 1.07 / (1.07 + 1.11) = 0.49$$

Θεμελιώδης ροπές πακτώσεως: Αυτές δίνονται, για την πάκτωση, από τον γενικό τύπο :

$$M = - (q l^2) / 12$$

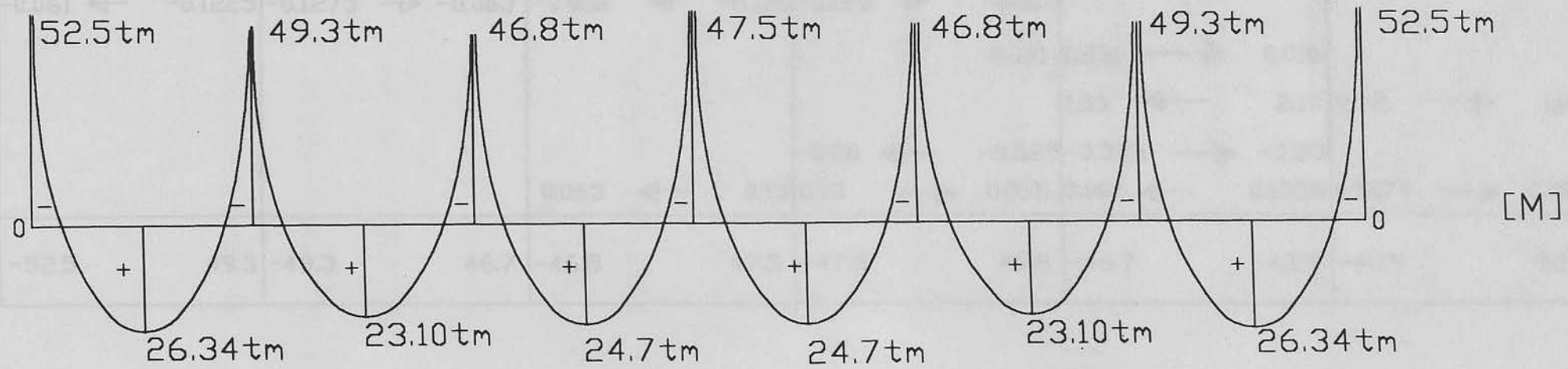
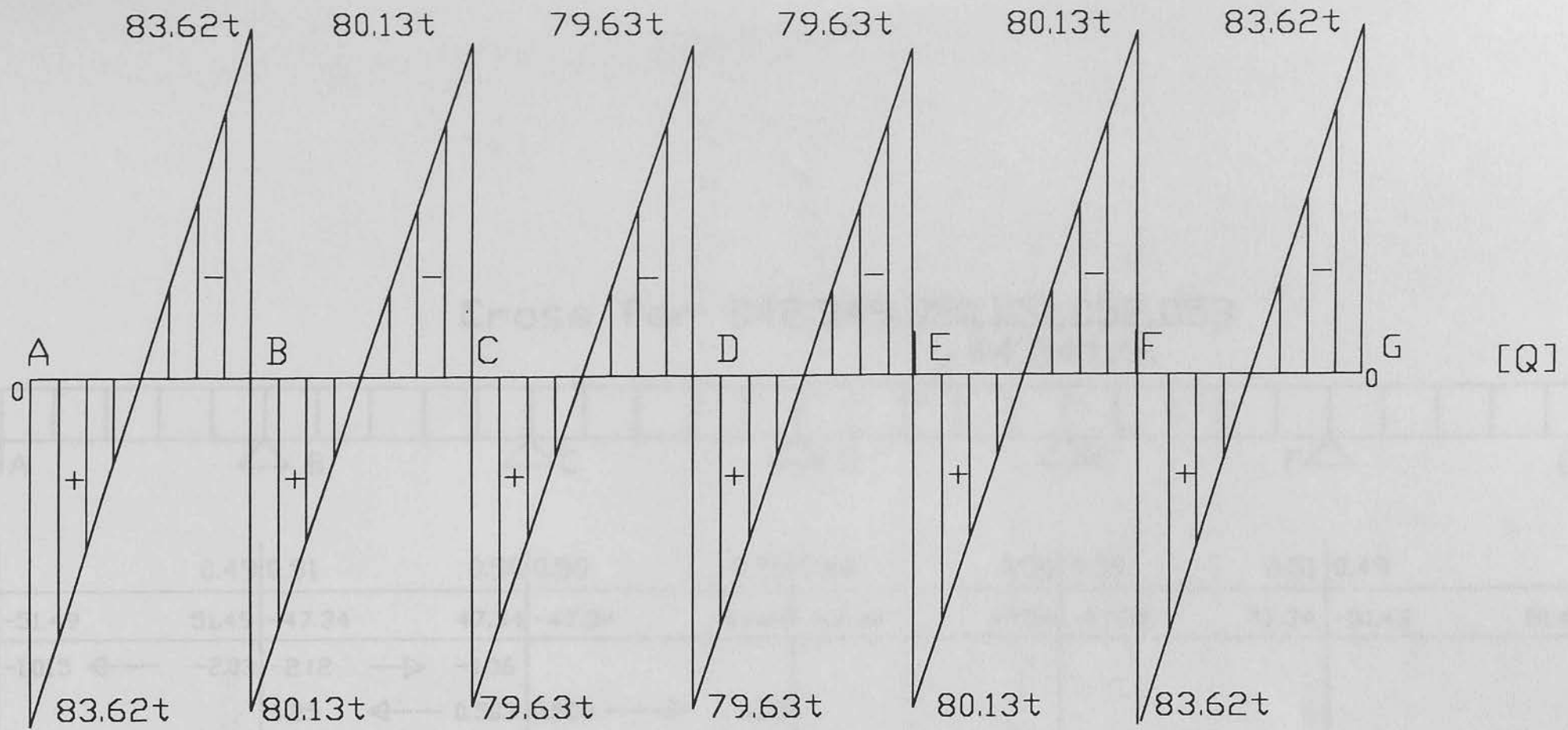
Στην περίπτωση μας τα τμήματα που αποτελούν το AF είναι φορτισμένα με το ίδιο φορτίο, ενώ το μήκος διαφέρει στα δύο ακραία ανοίγματα. Συνεπώς:

$$M_{AB}^{\theta} = - (44.34 \times 3.733^2) / 12 = -51.49 \text{tm} = M_{BA}^{\theta} = M_{FG}^{\theta} = M_{GF}^{\theta}$$

$$M_{BC}^{\theta} = - (44.34 \times 3.583^2) / 12 = -47.43 \text{tm} = M_{CB}^{\theta} = M_{CD}^{\theta} = M_{DC}^{\theta} = M_{DE}^{\theta}$$

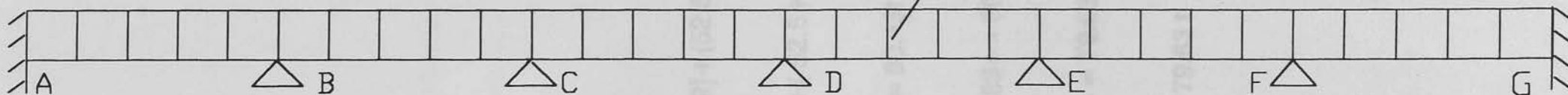
$$= M_{ED}^{\theta} = M_{EF}^{\theta} = M_{FE}^{\theta}$$

Με βάση τους συντελεστες κατανομής και της θεμελιώδης ροπές πακτώσεως προχωρούμε στην επίλυση κατά Cross.



Cross for D48,D49,D50,D51,D52,D53

44.34 t/m



	0.49	0.51		0.50	0.50		0.50	0.50		0.50	0.50		0.51	0.49	
-51.49	51.49	-47.34	47.34	-47.34	47.34	-47.34	47.34	-47.34	47.34	-47.34	47.34	-47.34	47.34	-51.49	51.49
-1.015	← -2.03	-2.12	→ -1.06												
		0.25	← 0.503	0.503	→ 0.25										
-0.061	← -0.1225	-0.1275	→ -0.063	-0.062	← -0.125	-0.125	→ -0.062								
									0.031	0.031	→ 0.016				
										1.05	← 2.10	2.02	→ 1.01		
										-0.26	← -0.525	-0.525	→ -0.26		
				0.065	← 0.13	0.13	→ 0.065	0.066	← 0.1326	0.1274	→ 0.064				
-52.5	49.3	-49.3	46.7	-46.8	47.5	-47.5	46.8	-46.7	43.9	-43.9	52.5				

Άρα με κλασσική σήμανση έχουμε:

$$M_A = M_F = - 52.5 \text{ tm}$$

$$M_B = M_F = - 49.3 \text{ tm}$$

$$M_C = M_E = - 46.8 \text{ tm}$$

$$M_D = - 47.5 \text{ tm}$$

Τέμνουσες δυνάμεις:

$$Q_{A\delta\epsilon\chi\iota\alpha} = Q_{AB\alpha\rho\iota\sigma\tau.} + (M_B - M_A) / l_{AB} = [(44.34 \times 3.733) / 2] + (52.5 - 49.3) / 3.733 = 83.62 \text{ t}$$

$$Q_{B\alpha\rho} = Q_{AB\delta\epsilon\chi\iota\alpha} + (M_A - M_B) / l_{AB} = [-(44.34 \times 3.733) / 2] + (-52.5 + 49.3) / 3.733 = -83.62 \text{ t}$$

$$Q_{B\delta\epsilon\chi} = [(44.34 \times 3.583) / 2] + (49.3 - 46.8) / 3.583 = 80.13 \text{ t}$$

$$Q_{C\alpha\rho.} = [-(44.34 \times 3.583) / 2] + (-49.3 + 46.8) / 3.583 = - 80.13 \text{ t}$$

$$Q_{C\delta\epsilon\chi.} = [(44.34 \times 3.583) / 2] + (47.5 - 46.8) / 3.583 = 79.63 \text{ t}$$

$$Q_{D\alpha\rho.} = [-(44.34 \times 3.583) / 2] + (-47.5 + 46.8) = - 79.63 \text{ t}$$

Και κατά τον ίδιο τρόπο θα έχω:

$$Q_{D\delta\epsilon\chi.} = 79.63 \text{ t} \quad , \quad Q_{E\alpha\rho.} = -79.63 \text{ t} \quad \text{και}$$

$$Q_{E\delta\epsilon\chi.} = 80.13 \text{ t} \quad , \quad Q_{F\alpha\rho.} = -80.13 \text{ t} \quad \text{και}$$

$$Q_{F \delta \epsilon \xi} = 83.62t \quad , \quad Q_{G \alpha \rho} = - 83.62t$$

Στην συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης. Από το πρώτο διάγραμμα εξάγονται και οι αντιδράσεις των στηρίξεων της δοκού.

Οι μέγιστες (κατα αριθμητική τιμή) ροπές που παρουσιάζονται στα θετικά του διαγράμματος ροπών υπολογίζονται ως εξής:

$$M_{AB_{\max}} = M_A + Q_{\text{Αδεξιά}}^2 / (2 \times q) = -52.5 + 83.62^2 / (2 \times 44.34) = 78.84 - 52.5 = 26.34 \text{ tm}$$

$$M_{BC_{\max}} = -49.3 + 80.13^2 / (2 \times 44.34) = 72.40 - 49.3 = 23.10 \text{ tm}$$

$$M_{CD_{\max}} = -46.8 + 79.63^2 / (2 \times 44.34) = 71.50 - 46.8 = 24.70 \text{ tm}$$

$$M_{DE_{\max}} = -46.8 + 79.63^2 / (2 \times 44.23) = 71.50 - 46.8 = 24.70 \text{ tm}$$

Όμοια : $\text{MAX} (M_{EF} = 23.10 \text{ tm} , M_{FG} = 26.34 \text{ tm})$

Αντιδράσεις στηρίξεων: Αυτές προκύπτουν από το άθροισμα των απολύτων τιμών των τεμνουσών δυνάμεων οι οποίες φαίνονται στα διαγράμματα της προηγούμενης σελίδας. Έτσι :

$$V_A = 83.62 \text{ t} = V_G$$

$$V_B = 83.62 + 80.13 = 163.75 = V_E$$

$$V_C = 80.13 + 79.63 = 159.76 = V_F$$

$$V_D = 79.63 + 79.63 = 159.26 \text{ t}$$

E. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΩΝ

Οι δοκοί της κοιτόστρωσης έχουν διαστάσεις $b_w=0.50\text{m}$, $h=1.00\text{m}$ και συνεργαζόμενο πλάτος $b=3.50\text{m}$ που προκύπτει από σχετικό πίνακα. Τα υλικά τα οποία χρησιμοποιούμε είναι σκυρόδεμα **C16** & χάλυβας **S400**.

Από την στατική επίλυση των δοκών, η οποία έχει προηγηθεί, παρατηρούμε ότι όλες οι ροπές στηρίξεων που βρήκαμε είναι αρνητικές. Συνεπώς δεν είναι απαραίτητο να λύσουμε τις δοκούς μας ως πλακοδοκούς, αφού όταν η ροπή είναι αρνητική (δηλαδή όταν θλίβονται οι κάτω ίνες της πλακοδοκού) η διατομή συμπεριφέρεται σαν ορθογωνική.

Στην συνέχεια ακολουθεί η διαστασιολόγηση των τεσσάρων τύπων δοκών που υπολογίσαμε προηγούμενα.

ΔΟΚΟΙ D6,D7,D8,D9,D10 (και οι συμμετρικές αυτών).

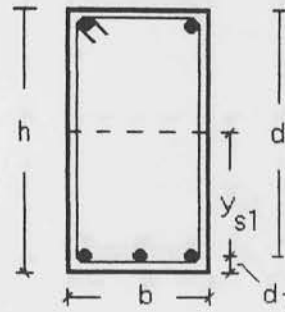
Έστω ότι θα τοποθετήσω ράβδους έως $\varnothing 20$ και συνδετήρες έως $\varnothing 10$ τότε:

Επικάλυψη $c=4\text{cm}=40\text{mm}$

$$d_1 = 40+10 +20/2= 60\text{mm}=6\text{cm}$$

$$d = 100 - 6 = 94\text{cm}$$

$$y_{s1} = 100/2 - 6 = 44\text{cm}$$



Η ροπή M_{sd} δίνεται από την σχέση:

$$M_{sd} = M_d - N_d y_{s1} = 495 \text{ KNm} - 0 \times 0.44 \text{ cm} \Rightarrow M_{sd} = \underline{495 \text{ KNm}}$$

$$M_{sd} / (b \times d^2) = 495 \text{ KNm} / (0.50\text{m} \times 0.94^2 \text{ m}^2 \times 10^3) = \underline{1.12 \text{ MPa}}$$

Και από τον πίνακα 27 έχουμε ότι :

$$\rho_1 = 0.346$$

$$A_{s1} = \rho_1 \% \times b \times d + N_d / f_{yd} = (0.346 / 100) \times 50 \times 94 \Rightarrow A_{s1} = \underline{16.26 \text{ cm}^2}$$

Κατασκευαστικές απαιτήσεις κανονισμού:

Θα πρέπει το ποσοστό οπλισμού στην διατομή να είναι μεταξύ 0.238% & 4%

Δηλαδή: $0.238\% \leq A_{s1} / (b \times d) \leq 4\%$ (πίνακας 22)

Ενδεικτικά αντικαθιστώντας με $A_{s1} = 16.26\text{cm}^2$ βλέπουμε ότι η σχέση ισχύει:

$$(0.238/100) \times 50 \times 94 \leq 16.26 \text{ cm}^2 \leq (4 / 100) \times 50 \times 94 \Leftrightarrow$$

$$11.18\text{cm}^2 \leq 16.26 \text{ cm}^2 \leq 188 \text{ cm}^2 \text{ ισχύει}$$

ΔΟΚΟΙ D11,D12,D13,D14,D15 (και οι συμμετρικές αυτών).

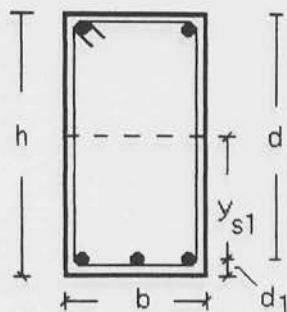
Έστω ότι θα τοποθετήσω ράβδους έως $\varnothing 20$ και συνδετήρες έως $\varnothing 10$ τότε:

Επικάλυψη $c=4\text{cm}=40\text{mm}$

$$d_1 = 40+10 +20/2= 60\text{mm}=6\text{cm}$$

$$d = 100 - 6 = 94\text{cm}$$

$$y_{s1} = 100/2 - 6 = 44\text{cm}$$



Η ροπή M_{sd} δίνεται από την σχέση:

$$M_{sd} = M_d - N_d y_{s1} = 491 \text{ KNm} - 0 \times 0.44 \text{ cm} \Rightarrow M_{sd} = \underline{491 \text{ KNm}}$$

$$M_{sd} / (b \times d^2) = 491 \text{ KNm} / (0.50\text{m} \times 0.94^2 \text{ m}^2 \times 10^3) = \underline{1.11 \text{ MPa}}$$

Και από τον πίνακα 27 έχουμε ότι :

$$\rho_1 = 0.345 \%$$

$$A_{s1} = \rho_1 \% \times b \times d + N_d / f_{yd} = (0.345 / 100) \times 50 \times 94 \Rightarrow A_{s1} = \underline{16.21 \text{ cm}^2}$$

Κατασκευαστικές απαιτήσεις κανονισμού:

Θα πρέπει το ποσοστό οπλισμού στην διατομή να είναι μεταξύ 0.238% & 4%

Δηλαδή: $0.238\% \leq A_{si} / (b \times d) \leq 4\%$ (πίνακας 22)

Ενδεικτικά αντικαθιστώντας με $A_{s1} = 16.21\text{cm}^2$ βλέπουμε ότι η σχέση ισχύει:

$$(0.238/100) \times 50 \times 94 \leq 16.21 \text{ cm}^2 \leq (4 / 100) \times 50 \times 94 \Leftrightarrow$$

$$11.18\text{cm}^2 \leq 16.21 \text{ cm}^2 \leq 188 \text{ cm}^2 \text{ ισχύει}$$

ΔΟΚΟΙ D42,D43,D44,D45,D46,D47 (και οι συμμετρικές αυτών).

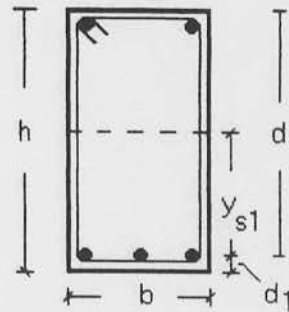
Έστω ότι θα τοποθετήσω ράβδους έως $\varnothing 20$ και συνδετήρες έως $\varnothing 10$ τότε:

Επικάλυψη $c=4\text{cm}=40\text{mm}$

$$d_1 = 40 + 10 + 20/2 = 60\text{mm} = 6\text{cm}$$

$$d = 100 - 6 = 94\text{cm}$$

$$y_{s1} = 100/2 - 6 = 44\text{cm}$$



Η ροπή M_{sd} δίνεται από την σχέση:

$$M_{sd} = M_d - N_d y_{s1} = 542 \text{ KNm} - 0 \times 0.44 \text{ cm} \Rightarrow M_{sd} = \underline{542 \text{ KNm}}$$

$$M_{sd} / (b \times d^2) = 542 \text{ KNm} / (0.50\text{m} \times 0.94^2 \text{ m}^2 \times 10^3) = \underline{1.23 \text{ MPa}}$$

Και από τον πίνακα 27 έχουμε ότι :

$$\rho_1 = 0.383 \%$$

$$A_{s1} = \rho_1 \% \times b \times d + N_d / f_{yd} = (0.378 / 100) \times 50 \times 94 \Rightarrow A_{s1} = \underline{17.76 \text{ cm}^2}$$

Κατασκευαστικές απαιτήσεις κανονισμού:

Θα πρέπει το ποσοστό οπλισμού στην διατομή να είναι μεταξύ 0.238% & 4%

Δηλαδή: $0.238\% \leq A_{si} / (b \times d) \leq 4\%$ (πίνακας 22).

Ενδεικτικά αντικαθιστώντας με $A_{s1} = 17.76 \text{ cm}^2$ βλέπουμε ότι η σχέση ισχύει:

$$(0.238/100) \times 50 \times 94 \leq 17.76 \text{ cm}^2 \leq (4 / 100) \times 50 \times 94 \Leftrightarrow$$

$$11.18\text{cm}^2 \leq 17.76 \text{ cm}^2 \leq 188 \text{ cm}^2 \text{ ισχύει}$$

ΔΟΚΟΙ D48,D49,D50,D51,D52,D53 (και οι συμμετρικές αυτών).

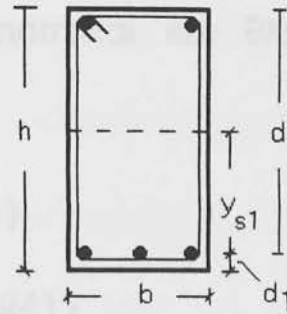
Έστω ότι θα τοποθετήσω ράβδους έως $\varnothing 20$ και συνδετήρες έως $\varnothing 10$ τότε:

Επικάλυψη $c=4\text{cm}=40\text{mm}$

$$d_1 = 40 + 10 + 20/2 = 60\text{mm} = 6\text{cm}$$

$$d = 100 - 6 = 94\text{cm}$$

$$y_{s1} = 100/2 - 6 = 44\text{cm}$$



Η ροπή M_{sd} δίνεται από την σχέση:

$$M_{sd} = M_d - N_d y_{s1} = 525 \text{ KNm} - 0 \times 0.44 \text{ cm} \Rightarrow M_{sd} = \underline{525 \text{ KNm}}$$

$$M_{sd} / (b \times d^2) = 525 \text{ KNm} / (0.50\text{m} \times 0.94^2 \text{ m}^2 \times 10^3) = \underline{1.18 \text{ MPa}}$$

Και από τον πίνακα 27 έχουμε ότι :

$$\rho_1 = 0.368 \%$$

$$A_{s1} = \rho_1 \% \times b \times d + N_d / f_{yd} = (0.368 / 100) \times 50 \times 94 \Rightarrow A_{s1} = \underline{17.30 \text{ cm}^2}$$

Κατασκευαστικές απαιτήσεις κανονισμού:

Θα πρέπει το ποσοστό οπλισμού στην διατομή να είναι μεταξύ 0.238% & 4%

Δηλαδή: $0.238\% \leq A_{s1} / (b \times d) \leq 4\%$ (πίνακας 22).

Ενδεικτικά αντικαθιστώντας με $A_{s1} = 17.30 \text{ cm}^2$ βλέπουμε ότι η σχέση ισχύει:

$$(0.238/100) \times 50 \times 94 \leq 17.30 \text{ cm}^2 \leq (4 / 100) \times 50 \times 94 \Leftrightarrow$$

$$11.18\text{cm}^2 \leq 17.30 \text{ cm}^2 \leq 188 \text{ cm}^2 \text{ ισχύει}$$

ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ

Οι παραπάνω υπολογισμένοι απαιτούμενοι οπλισμοί είναι εφελκούμενοι. Θα εξετάσουμε επίσης αν απαιτείται και θλιβόμενος οπλισμός. Έχουμε λοιπόν :

$$\xi_{lim} = \min \{ 1 / (1 + (f_{yk} / 805)) , 0.601 \times (h / d) \}$$

$$= \min \{ 1 / (1 + (400 / 805)) , 0.601 \times (100 / 94) \}$$

$$= \min \{ 0.668 , 0.639 \} = 0.639$$

$$\mu_{lim} = \xi_{lim} \times (0.688 - 0.286 \times \xi_{lim})$$

$$= 0.639 \times (0.688 - 0.286 \times 0.639)$$

$$= 0.32$$

$$\mu_{sd} = M_{sd} / (b \times d^2 \times f_{cd}) \text{ με } f_{cd} = 16 / 1.5 = 10.67 \text{ MPa, } M_{max} = 541 \text{ KNm}$$

$$= 541 / (0.5 \times 0.94^2 \times 10.67 \times 10^3)$$

$$= 0.114$$

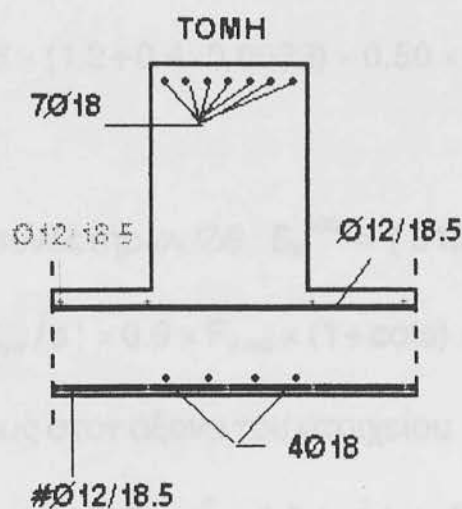
Δηλαδή $\mu_{sd} < \mu_{lim}$, συνεπώς δεν απαιτείται θλιβόμενος οπλισμός.

ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ.

Όπως είδαμε παραπάνω οι απαιτήσεις των δοκών σε διατομή οπλισμού είναι μεταξύ 16.21cm^2 - 17.76cm^2 . Δηλαδή σε κάθε περίπτωση μπορεί να τοποθετηθεί (εφελκούμενος) οπλισμός $7\text{Ø}18$ (17.76cm^2).

Από τα παραπάνω προκύπτει επίσης ότι δεν απαιτείται πρόσθετος θλιβόμενος οπλισμός στο κάτω μέρος της δοκού πέραν του ελαχίστου δηλαδή του μισού της απαιτούμενης διατομής του εφελκόμενου οπλισμού που είναι 8.88cm^2 . Συνεπώς τοποθετώ στο κάτω μέρος της δοκού οπλισμο $4\text{Ø}18$ (10.16cm^2).

Ακολουθεί η σχηματική απόδοση του οπλισμού λόγω κάμψης:



ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ:

ΔΟΚΟΙ D6,D7,D8,D9,D10 (και οι συμμετρικές αυτών)

Για την αντιμετώπιση των τεμνουσών δυνάμεων θα καταφύγουμε στην χρήση συνδετήρων. Επιλέγω διατομή συνδετήρων $\varnothing 8$. Σύμφωνα με τον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος η μέγιστη απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών συνδετήρων είναι 20cm.

$$\text{Τέμνουσα αντοχής } V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1.2 + 0.4\rho_1) + 0.15\sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

όπου: $\tau_{Rd} = 0.22 \text{MPa}$ Διατμητική αντοχή έναντι ρηγμάτωσης (πιν 9-1)

b_w, d : Διαστάσεις κορμού διατομής

$$k = 1.6 - d = 1.6 - 0.94 = 0.66$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) = 17.78 \text{cm}^2 / (50 \times 94 \text{cm}^2) = 0.0038 \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c = 0$$

$$\text{Συνεπώς: } V_{Rd1} = 0.22 \times 0.66 \times (1.2 + 0.4 \times 0.0038) \times 0.50 \times 0.94 \times 10^3 = \mathbf{90 \text{kNm}}$$

i) Μη κρίσιμη περιοχή.

$$\text{Απόσταση μεταξύ των συνδετήρων } \varnothing 8 : S_8^{400} = (31.30 \times d / V_{w,req})$$

$$V_{w,required} = V_{sd} - V_{cd} = (A_{sw} / s) \times 0.9 \times F_{y,wd} \times (1 + \cot \alpha) \times \sin \alpha$$

Για συνδετήρες κάθετους στον άξονα του στοιχείου $\alpha = 90^\circ$

$$\cot \alpha = 0, \sin \alpha = 1, A_{sw} = 2 \times 0.5 \text{cm}^2 = 1.0 \text{cm}^2 \text{ (για δίτητους } \varnothing 8)$$

Και με αυτόν τον τρόπο καταλήγουμε στο S_8^{400} . Και $V_{cd} = V_{Rd1}$.

$$S_8^{400} = (31.30 \times d) / (V_{sd} - V_{cd}) = (31.30 \times 94) / (157.77 - 90) = \mathbf{43.41 \text{cm}}$$

ii) Κρίσιμη περιοχή ($l = 2 \times h$):

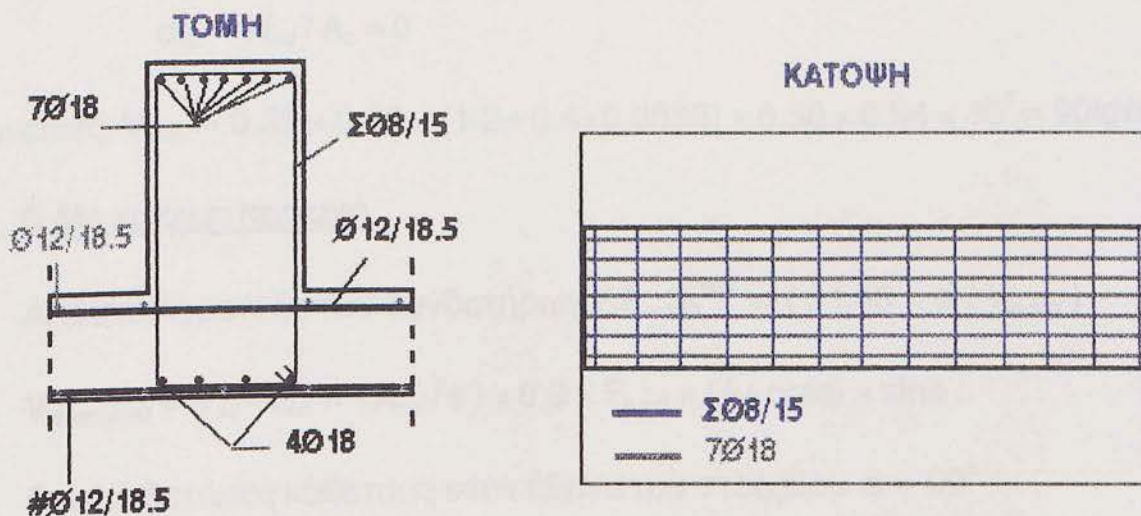
Στην κρίσιμη περιοχή ισχύει η σχέση: $V_{cd} = 0.3 \times V_{Rd1} = 0.3 \times 90 = 27 \text{ KNm}$

Δηλαδή: $V_{w,req} = V_{sd} - V_{cd} = 157.77 - 27 = 130.77 \text{ KNm}$

Και $S_8^{400} = (31.30 \times 94) / 130.77 = 22.5 \text{ cm}$

Θα τοποθετηθεί συνδετήρας $\Sigma\emptyset 8/15\text{cm}$ για λόγους αντισεισμικότητας.

Όμως $2 \times h = 2.00\text{m}$ δεξιά και αριστερά και επειδή τα μήκη των δοκών είναι 3.65 και 3.5m για τις D6 & D7 αντίστοιχα η δοκός έχει ουσιαστικά μόνο κρίσιμη περιοχή. Δηλαδή τοποθετώ σε όλο το μήκος της δοκού: $\Sigma\emptyset 8/15\text{cm}$



ΔΟΚΟΙ D11,D12,D13,D14,D15 (και οι συμμετρικές αυτών).

Για την αντιμετώπιση των τεμνουσών δυνάμεων θα καταφύγουμε στην χρήση συνδετήρων. Επιλέγω διατομή συνδετήρων $\varnothing 8$. Σύμφωνα με τον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος η μέγιστη απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών συνδετήρων είναι 20cm.

$$\text{Τέμνουσα αντοχής } V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1.2 + 0.4\rho_1) + 0.15\sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

όπου: $\tau_{Rd} = 0.22\text{MPa}$ Διατμητική αντοχή έναντι ρηγμάτωσης (πιν 9-1)

b_w, d : Διαστάσεις κορμού διατομής

$$k = 1.6 - d = 1.6 - 0.94 = 0.66$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) = 17.78\text{cm}^2 / (50 \times 94\text{cm}^2) = 0.0038 \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c = 0$$

$$\text{Συνεπώς: } V_{Rd1} = 0.22 \times 0.66 \times (1.2 + 0.4 \times 0.0038) \times 0.50 \times 0.94 \times 10^3 = \mathbf{90\text{kNm}}$$

i) Μη κρίσιμη περιοχή.

$$\text{Απόσταση μεταξύ των συνδετήρων } \varnothing 8 : S_8^{400} = (31.30 \times d / V_{w,req})$$

$$V_{w,required} = V_{sd} - V_{cd} = (A_{sw} / s) \times 0.9 \times F_{y,wd} \times (1 + \cot\alpha) \times \sin\alpha$$

Για συνδετήρες κάθετους στον άξονα του στοιχείου $\alpha = 90^\circ$

$$\cot\alpha = 0, \sin\alpha = 1, A_{sw} = 2 \times 0.5\text{cm}^2 = 1.0\text{cm}^2 \text{ (για δίτητους } \varnothing 8)$$

Και με αυτόν τον τρόπο καταλήγουμε στο S_8^{400} . Και $V_{cd} = V_{Rd1}$.

$$S_8^{400} = (31.30 \times d) / (V_{sd} - V_{cd}) = (31.30 \times 94) / (156.32 - 90) = \underline{\underline{44.36\text{cm}}}$$

ii) Κρισιμη περιοχή ($l = 2 \times h$):

Στην κρίσιμη περιοχή ισχύει η σχέση: $V_{cd} = 0.3 \times V_{Rd1} = 0.3 \times 90 = 27 \text{ KNm}$

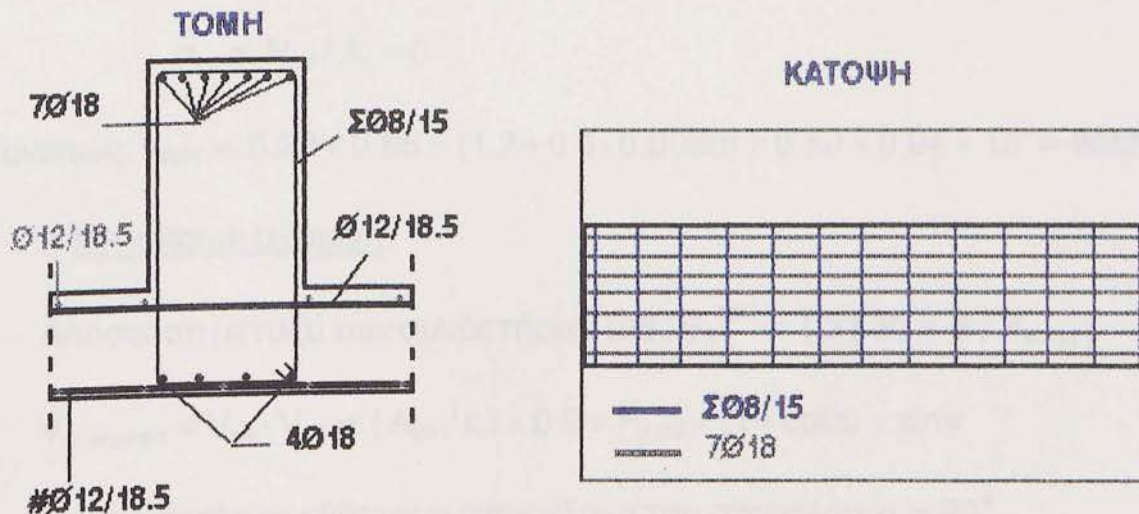
Δηλαδή: $V_{w,req} = V_{sd} - V_{cd} = 156.32 - 27 = 129.32 \text{ KNm}$

Και $S_8^{400} = (31.30 \times 94) / 129.32 = \underline{22.75 \text{ cm}}$

Θα τοποθετηθεί συνδετήρας $\Sigma\emptyset 8/15\text{cm}$ για λόγους αντισεισμικότητας.

Όμως $2 \times h = 2.00\text{m}$ δεξιά και αριστερά και επειδή τα μήκη των δοκών είναι 3.65 και 3.5m για τις D11 & D12 αντίστοιχα η δοκός έχει ουσιαστικά μόνο κρίσιμη περιοχή. Δηλαδή τοποθετώ σε όλο το μήκος της δοκού

$\Sigma\emptyset 8/15\text{cm}$



ΔΟΚΟΙ D42,43,44,45,46,47 (και οι συμμετρικές αυτών).

Για την αντιμετώπιση των τεμνουσών δυνάμεων θα καταφύγουμε στην χρήση συνδετήρων. Επιλέγω διατομή συνδετήρων $\varnothing 8$. Σύμφωνα με τον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος η μέγιστη απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών συνδετήρων είναι 20cm.

$$\text{Τέμνουσα αντοχής } V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times \kappa \times (1.2 + 0.4\rho_1) + 0.15\sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

όπου: $\tau_{Rd} = 0.22 \text{MPa}$ Διατμητική αντοχή έναντι ρηγμάτωσης (πιν 9-1)

b_w, d : Διαστάσεις κορμού διατομής

$$\kappa = 1.6 - d = 1.6 - 0.94 = 0.66$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) = 17.78 \text{cm}^2 / (50 \times 94 \text{cm}^2) = 0.0038 \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c = 0$$

$$\text{Συνεπώς: } V_{Rd1} = 0.22 \times 0.66 \times (1.2 + 0.4 \times 0.0038) \times 0.50 \times 0.94 \times 10^3 = \mathbf{90 \text{kNm}}$$

i) Μη κρίσιμη περιοχή.

$$\text{Απόσταση μεταξύ των συνδετήρων } \varnothing 8 : S_8^{400} = (31.30 \times d / V_{w,req})$$

$$V_{w,required} = V_{sd} - V_{cd} = (A_{sw} / s) \times 0.9 \times F_{y,wd} \times (1 + \cot\alpha) \times \sin\alpha$$

Για συνδετήρες κάθετους στον άξονα του στοιχείου $\alpha = 90^\circ$

$$\cot\alpha = 0, \sin\alpha = 1, A_{sw} = 2 \times 0.5 \text{cm}^2 = 1.0 \text{cm}^2 \text{ (για δίτητους } \varnothing 8)$$

Και με αυτόν τον τρόπο καταλήγουμε στο S_8^{400} Και $V_{cd} = V_{Rd1}$.

$$S_8^{400} = (31.30 \times d) / (V_{sd} - V_{cd}) = (31.30 \times 94) / (163.31 - 90) = \mathbf{41.25 \text{cm}}$$

ii) Κρίσιμη περιοχή ($l = 2 \times h$):

Στην κρίσιμη περιοχή ισχύει η σχέση: $V_{cd} = 0.3 \times V_{Rd1} = 0.3 \times 90 = 27 \text{ KNm}$

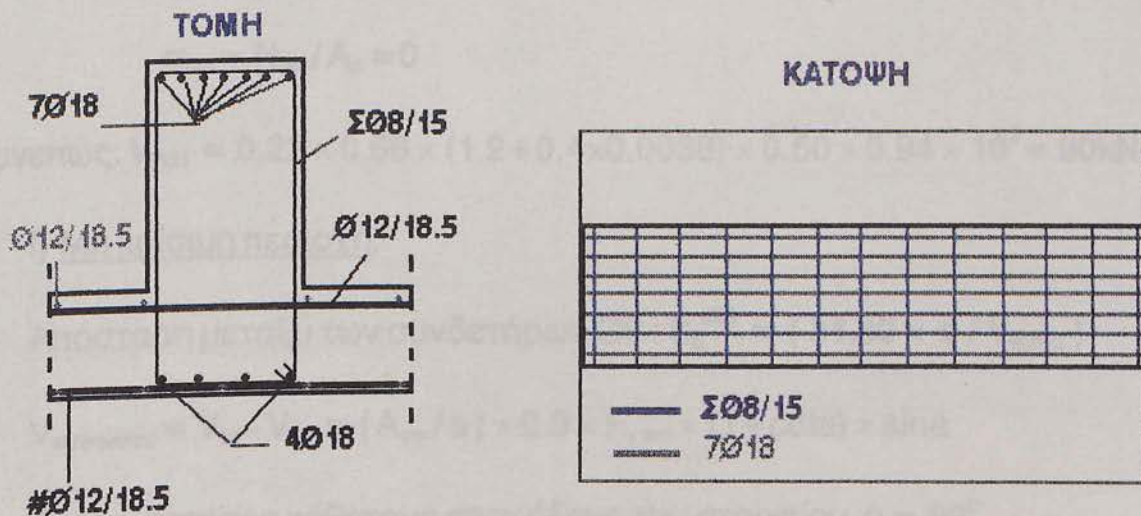
Δηλαδή: $V_{w,req} = V_{sd} - V_{cd} = 163.31 - 27 = 136.31 \text{ KNm}$

Και $S_8^{400} = (31.30 \times 94) / 136.31 = \underline{21.58 \text{ cm}}$

Θα τοποθετηθεί συνδετήρας $\Sigma\emptyset 8/15\text{cm}$ για λόγους αντισεισμικότητας.

Όμως $2 \times h = 2.00\text{m}$ δεξιά και αριστερά και επειδή τα μήκη των δοκών είναι 3.733 και 3.583m για τις D42 & D43 αντίστοιχα η δοκός έχει ουσιαστικά μόνο κρίσιμη περιοχή. Δηλαδή τοποθετώ σε όλο το μήκος της δοκού

$\Sigma\emptyset 8/15\text{cm}$



ΔΟΚΟΙ D48,D49,D50,D51,D52,D53 (και οι συμμετρικές αυτών).

Για την αντιμετώπιση των τεμνουσών δυνάμεων θα καταφύγουμε στην χρήση συνδετήρων. Επιλέγω διατομή συνδετήρων $\varnothing 8$. Σύμφωνα με τον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος η μέγιστη απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών συνδετήρων είναι 20cm.

$$\text{Τέμνουσα αντοχής } V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1.2 + 0.4\rho_1) + 0.15\sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

όπου: $\tau_{Rd} = 0.22 \text{MPa}$ Διατμητική αντοχή έναντι ρηγμάτωσης (πιν 9-1)

b_w, d : Διαστάσεις κορμού διατομής

$$k = 1.6 - d = 1.6 - 0.94 = 0.66$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) = 17.78 \text{cm}^2 / (50 \times 94 \text{cm}^2) = 0.0038 \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c = 0$$

$$\text{Συνεπώς: } V_{Rd1} = 0.22 \times 0.66 \times (1.2 + 0.4 \times 0.0038) \times 0.50 \times 0.94 \times 10^3 = \mathbf{90 \text{kNm}}$$

i) Μη κρίσιμη περιοχή.

$$\text{Απόσταση μεταξύ των συνδετήρων } \varnothing 8 : S_8^{400} = (31.30 \times d / V_{w,req})$$

$$V_{w,required} = V_{sd} - V_{cd} = (A_{sw} / s) \times 0.9 \times F_{y,wd} \times (1 + \cot \alpha) \times \sin \alpha$$

Για συνδετήρες κάθετους στον άξονα του στοιχείου $\alpha = 90^\circ$

$$\cot \alpha = 0, \sin \alpha = 1, A_{sw} = 2 \times 0.5 \text{cm}^2 = 1.0 \text{cm}^2 \text{ (για δίτημτους } \varnothing 8)$$

Και με αυτόν τον τρόπο καταλήγουμε στο S_8^{400} . Και $V_{cd} = V_{Rd1}$.

$$S_8^{400} = (31.30 \times d) / (V_{sd} - V_{cd}) = (31.30 \times 94) / (163.75 - 90) = \underline{\underline{39.83 \text{cm}}}$$

ii) Κρίσιμη περιοχή ($l = 2 \times h$):

Στην κρίσιμη περιοχή ισχύει η σχέση: $V_{cd} = 0.3 \times V_{Rd1} = 0.3 \times 90 = 27 \text{ KNm}$

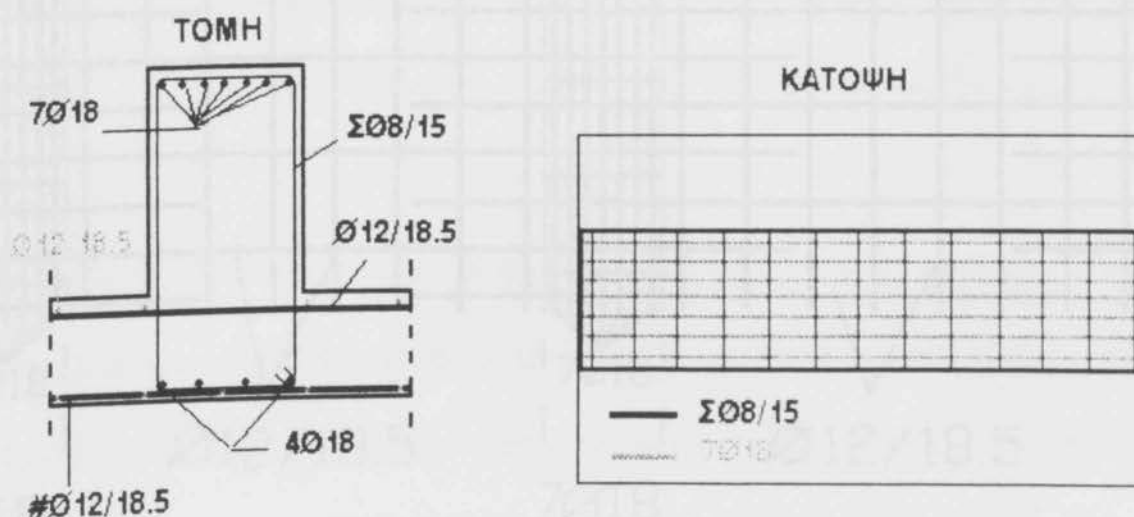
Δηλαδή: $V_{w,req} = V_{sd} - V_{cd} = 163.75 - 27 = 136.75 \text{ KNm}$

Και $S_b^{400} = (31.30 \times 94) / 136.75 = \underline{21.51 \text{ cm}}$

Θα τοποθετηθεί συνδετήρας $\Sigma\emptyset 8/15\text{cm}$ για λόγους αντισεισμικότητας.

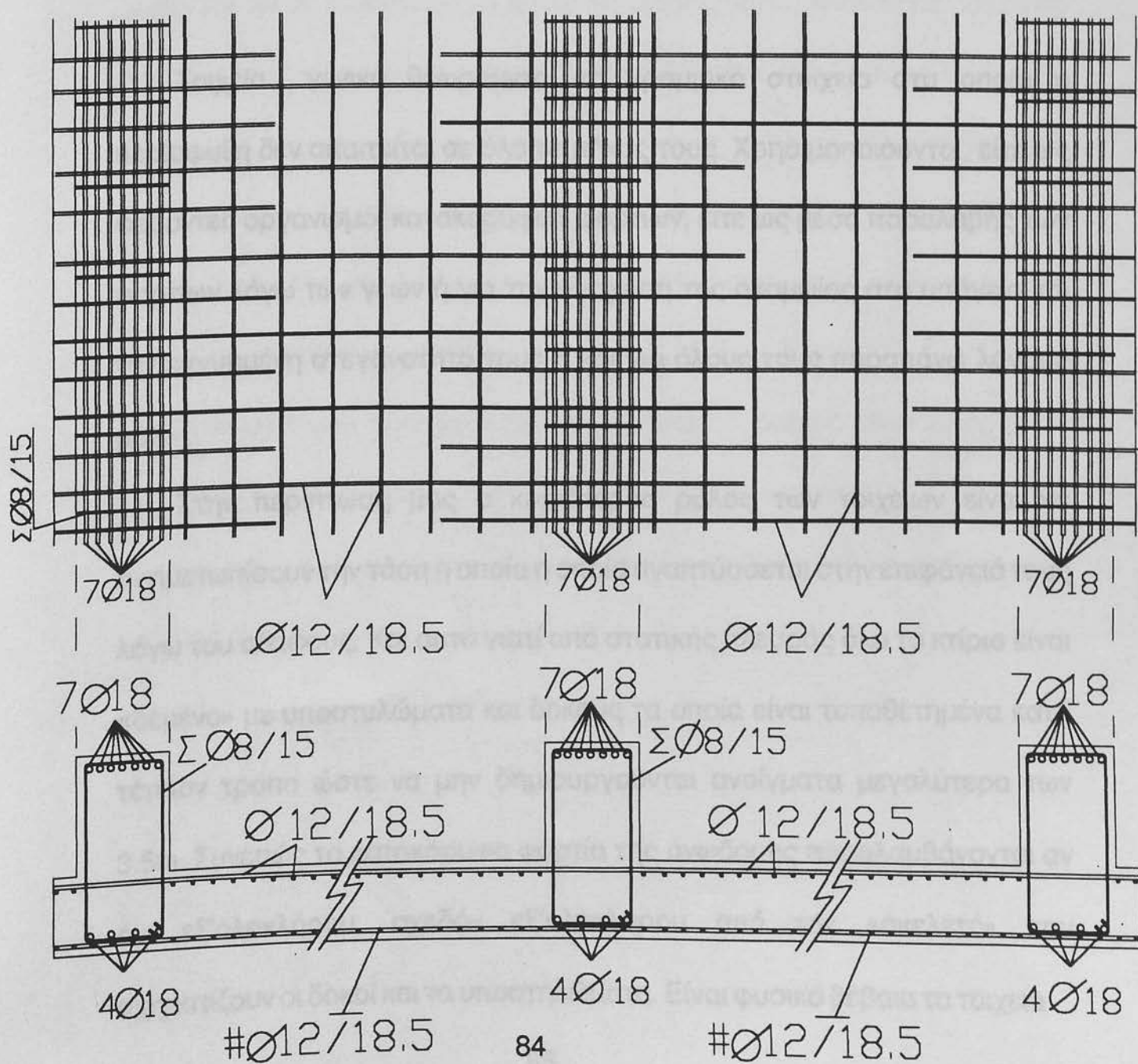
Όμως $2 \times h = 2.00\text{m}$ δεξιά και αριστερά και επειδή τα μήκη των δοκών είναι 3.733 και 3.583m για τις D48 & D49 αντίστοιχα η δοκός έχει ουσιαστικά μόνο κρίσιμη περιοχή. Δηλαδή τοποθετώ σε όλο το μήκος της δοκού

$\Sigma\emptyset 8/15\text{cm}$



ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΣΧΗΜΑΤΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΗΣΗ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΣΤΙΣ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΥΣ



ΣΤ. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΕΙΩΝ

Τοιχεία γενικά θεωρούνται τα γραμμικά στοιχεία στα οποία η περίσφυξη δεν απαιτείται σε όλο το μήκος τους. Χρησιμοποιούνται, είτε ως φέροντες οργανισμοί κατακορύφων φορτίων, είτε ως μέσα παραλαβής των φορτίων λόγω των γεών ή για την ενίσχυση της ακαμψίας στα υπόγεια και την εγγυημένη στεγανοτητά τους ή και για όλους τους παραπάνω λόγους μαζί.

Στην περίπτωσή μας ο κυριότερος ρόλος των τοιχείων είναι να αντιμετωπίσουν την τάση η οποία αναπτύσσεται στην επιφάνειά τους λόγω του εδάφους. Και αυτό γιατί από στατικής πλευράς όλο το κτίριο είναι «δεμένο» με υποστυλώματα και δοκούς τα οποία είναι τοποθετημένα κατά τέτοιον τρόπο ώστε να μην δημιουργούνται ανοίγματα μεγαλύτερα των 3.5m. Συνεπώς τα κατακόρυφα φορτία της ανωδομης παραλαμβάνονται αν όχι εξ'ολοκλήρου, σχεδόν εξ'ολοκλήρου από τον «σκελετό» που σχηματίζουν οι δοκοί και τα υποστηλώματα. Είναι φυσικό βέβαια τα τοιχεία

να πέρνουν και αυτά κάποια κατακόρυφα φορτία, στην συγκεκριμένη περίπτωση όμως είναι πολύ μικρά.

Στην συνέχεια λοιπόν θα αντιμετωπίσουμε το θέμα βρίσκοντας την τριγωνική τάση που πιέζει τα τοιχώματα του κτιρίου κάτω από την επιφάνεια του εδάφους και χρησιμοποιώντας την τάση αυτή για να φορτίσουμε το τοιχείο ομοιόμορφα με την μέση τιμή της τάσης αυτής. Κατόπιν το πρόβλημα μετατρέπεται σε ισοδύναμο με αυτό της τετραέριστης πλάκας με πάκτωση στις τέσσερις παρυφές της αφού πρέπει να κατανεμηθεί η τάση σε όλο το μήκος του τοιχείου. Αφου βρούμε τις ροπές κατά x θα πρέπει πριν προχωρήσουμε στην εξαγωγή του απαιτούμενου οπλισμού να προσθέσουμε την ροπή από την κοιτόστρωση η οποία και έχει κατανεμηθεί στην βάση του τοιχείου κατά την επίλυση της πλάκας (βλέπε Α).

Στην συνέχεια τοποθετούμε τον οπλισμό ο οποίος είναι πλέγμα με αποστάσεις σιδήρων κατά y ίδιες με τις υπολογισμένες κατά x . Η ελάχιστη διατομή σιδήρου είναι $\varnothing 8$, η μέγιστη απόσταση 20cm (10cm η ελάχιστη), ενώ το ελάχιστο πάχος τοιχείου είναι 20cm.

Το διάγραμμα των τάσεων του εδάφους με γωνία τριβής 20° και $\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$ βρίσκεται με την βοήθεια της σχέσης :

$$\sigma_i = \gamma \times z \times K_A \quad \text{όπου: } z \text{ βάθος από την επιφάνεια του εδάφους}$$

$$K_A = \tan^2 [45 - (\varphi/2)] = \tan^2 35 = 0.49$$

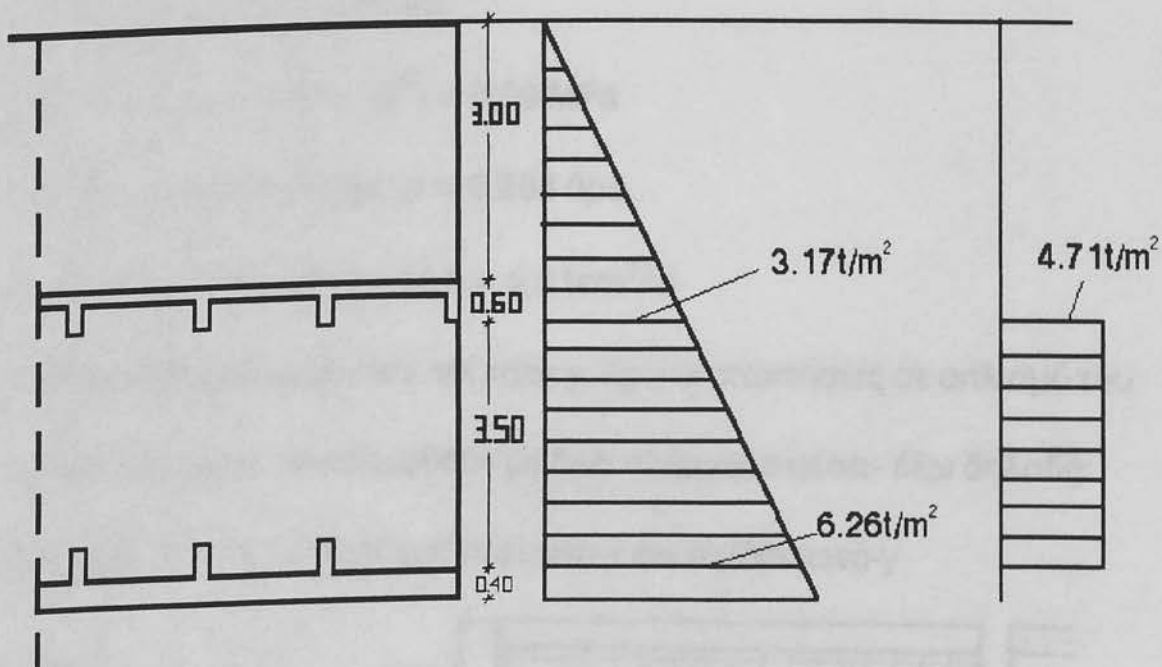
$$\text{άρα: } \sigma_A = 1.80 \times 0 \times 0.49 = 0$$

$$\sigma_B = 1.80 \times 7.10 \times 0.49 = 6.26 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_M = 1.80 \times 3.60 \times 0.49 = 3.17 \text{ t/m}^2 \text{ και}$$

$$\sigma_{\text{τοιχ}} = (\sigma_B - \sigma_M) / 2 = (6.26 + 3.17) / 2 = 4.71 \text{ t/m}^2$$

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΑΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ ΕΠΙ ΤΟΙΧΕΙΟΥ



Ακολουθεί η επίλυση για κάθε μία από τις τέσσερις περιπτώσεις τοιχείων που φαίνονται σε προηγούμενη κάτοψη (βλέπε επίλυση δοκών).

ΤΟΙΧΕΙΟ D41 (και όλα των ίδιων διαστάσεων).

Με βάση την κατανομή κατά Czerny έχουμε:

$$\varepsilon = (3.733 / 3.5) = 1.06$$

Από τον πίνακα 51..... $m_x = 50.60$

$$m_y = 58.20$$

$$M_x = (4.71 \times 3.5^2) / 50.60 = 1.159 \text{ tm} = 11.59 \text{ KNm}$$

Σε αυτήν την ροπή θα προστεθεί αυτή που έχει κατανεμηθεί από την πλάκα 1 της κοιτόστρωσης και είναι : 17.02 KNm

Δηλαδή $M_x = 28.61 \text{ KNm}$ και:

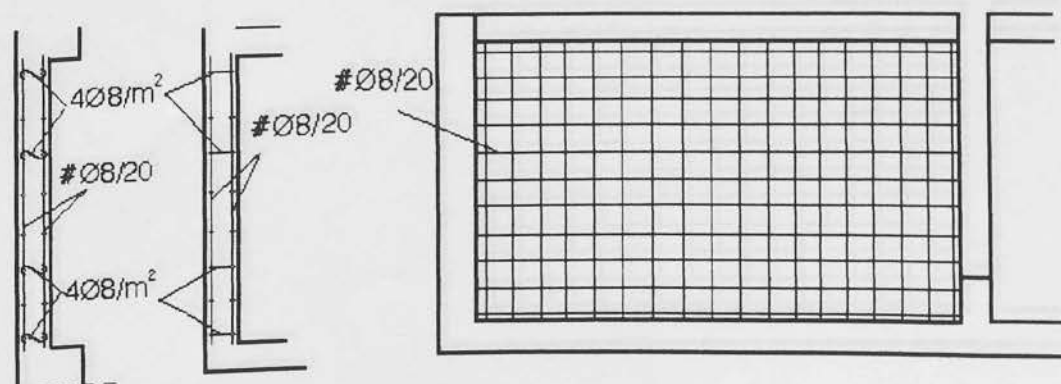
$$28.61 / (1.00 \times 0.165^2 \times 10^3) = 0.99 \text{ MPa}$$

Από τον πίνακα 27-9 έχω: $\rho = 0.304$ άρα...

$$A_s = (0.304 / 100) \times 100 \times 16.5 = 5.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ο ίδιος οπλισμός απαιτείται και κατά y. Άρα οι απαιτήσεις σε οπλισμό του τοιχείου μπορούν να καλυφθούν με δύο πλέγματα μέσα - έξω δηλαδή:

2 $\emptyset 8/20$ ($2 \times 2.51 = 5.02 \text{ cm}^2/\text{m}$) κατά-x και το ίδιο κατά-y



ΚΑΤΟΨΗ

ΤΟΜΗ

ΟΨΗ

ΤΟΙΧΕΙΟ D40 (και όλα των ίδιων διαστάσεων).

Με βάση την κατανομή κατά Czerny έχουμε:

$$\varepsilon = (3.583 / 3.5) = 1.02$$

Από τον πίνακα 51..... $m_x = 55.50$

$$m_y = 57.00$$

$$M_x = (4.71 \times 3.5^2) / 55.50 = 1.039 \text{ tm} = 10.39 \text{ KNm}$$

Σε αυτήν την ροπή θα προστεθεί αυτή που έχει κατανεμηθεί από την πλάκα 6

της κοιτόστρωσης και είναι : 16.20 KNm

Δηλαδή $M_x = 26.59 \text{ KNm}$ και:

$$26.59 / (1.00 \times 0.165^2 \times 10^3) = 0.97 \text{ MPa}$$

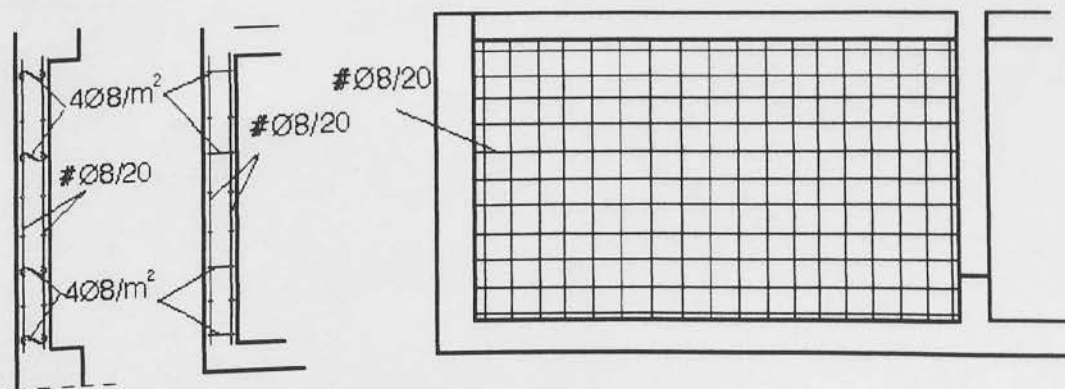
Από τον πίνακα 27-9 έχω: $\rho = 0.290$ άρα...

$$A_s = (0.290 / 100) \times 100 \times 16.5 = 4.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ο ίδιος οπλισμός απαιτείται και κατά y. Άρα οι απαιτήσεις σε οπλισμό του

τοιχείου μπορούν να καλυφθούν με δύο πλέγματα μέσα - έξω δηλαδή:

2 $\varnothing 8/20$ ($2 \times 2.51 = 5.02 \text{ cm}^2/\text{m}$) κατά-x και το ίδιο κατά-y



ΚΑΤΟΨΗ

ΤΟΜΗ

ΟΨΗ

ΤΟΙΧΕΙΟ D1 (και όλα των ίδιων διαστάσεων).

Με βάση την κατανομή κατά Czerny έχουμε:

$$\varepsilon = (3.65 / 3.5) = 1.04$$

Από τον πίνακα 51..... $m_x = 51.00$

$$m_y = 58.00$$

$$M_x = (4.71 \times 3.5^2) / 51 = 1.131 \text{ tm} = 11.31 \text{ KNm}$$

Σε αυτήν την ροπή θα προστεθεί αυτή που έχει κατανεμηθεί από την πλάκα 6 της κοιτόστρωσης και είναι : 16.81 KNm

Δηλαδή $M_x = 28.12 \text{ KNm}$ και:

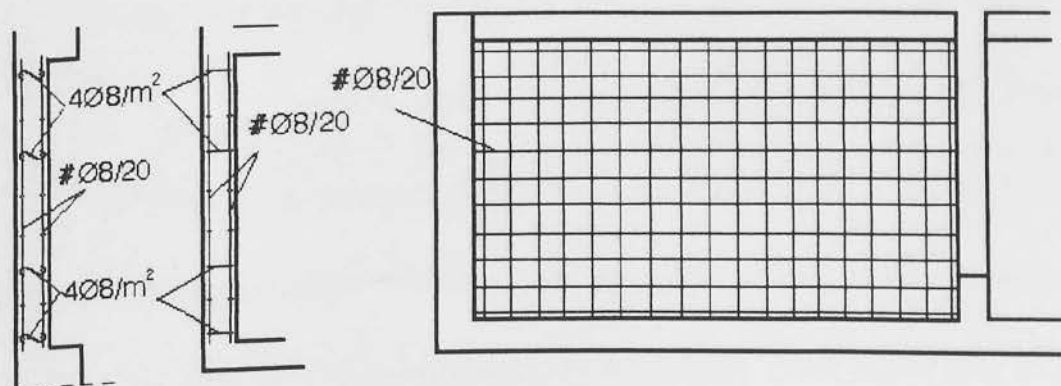
$$28.12 / (1.00 \times 0.165^2 \times 10^3) = 0.988 \text{ MPa}$$

Από τον πίνακα 27-9 έχω: $\rho = 0.298$ άρα...

$$A_s = (0.300 / 100) \times 100 \times 16.5 = 4.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ο ίδιος οπλισμός απαιτείται και κατά y. Άρα οι απαιτήσεις σε οπλισμό του τοιχείου μπορούν να καλυφθούν με δύο πλέγματα μέσα - έξω δηλαδή:

2 $\varnothing 8/20$ ($2 \times 2.51 = 5.02 \text{ cm}^2/\text{m}$) κατά-x και το ίδιο κατά-y



ΚΑΤΟΨΗ

ΤΟΜΗ

ΟΨΗ

ΤΟΙΧΕΙΟ D2 (και όλα των ίδιων διαστάσεων).

Με βάση την κατανομή κατά Czerny έχουμε:

$$\varepsilon = (3.5 / 3.5) = 1.00$$

Από τον πίνακα 51..... $m_x = 56.80$

$$m_y = 56.80$$

$$M_x = (4.71 \times 3.5^2) / 56.80 = 1.015 \text{ tm} = 10.15 \text{ KNm}$$

Σε αυτήν την ροπή θα προστεθεί αυτή που έχει κατανεμηθεί από την πλάκα 6 της κοιτόστρωσης και είναι : 15.90 KNm

Δηλαδή $M_x = 26.05 \text{ KNm}$ και:

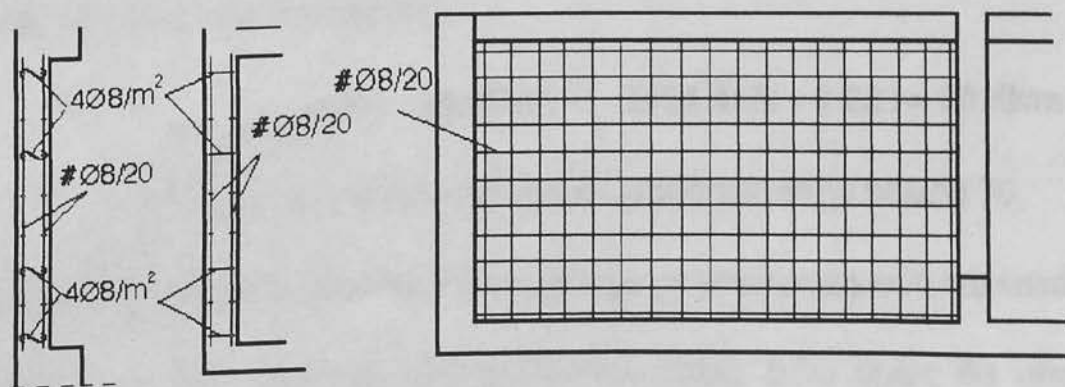
$$26.05 / (1.00 \times 0.165^2 \times 10^3) = 0.95 \text{ MPa}$$

Από τον πίνακα 27-9 έχω: $\rho = 0.278$ άρα...

$$A_s = (0.295 / 100) \times 100 \times 16.5 = 4.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ο ίδιος οπλισμός απαιτείται και κατά y. Άρα οι απαιτήσεις σε οπλισμό του τοιχείου μπορούν να καλυφθούν με δύο πλέγματα μέσα - έξω δηλαδή:

$2 \text{ } \varnothing 8 / 20$ ($2 \times 2.51 = 5.02 \text{ cm}^2/\text{m}$) κατά-x και το ίδιο κατά-y



ΚΑΤΟΨΗ

ΤΟΜΗ

ΟΨΗ

Z. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ.

Πριν συνεχίσουμε τους υπολογισμούς θα πρέπει να σημειωθεί ότι επειδή το θέμα μας είναι ουσιαστικά η γενική κοιτόστρωση δεν θα υπολογισθούν ένα προς ένα όλα τα υποστηλώματα, αλλά τρεις κατηγορίες αυτών στις οποίες αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες δυνάμεις λόγω της ανωδομής.

Ο υπολογισμός των υποστηλωμάτων είναι σχεδόν ίδιος με αυτόν των δοκών και των τοιχείων έχουμε λοιπόν:

i) Εξωτερικά Υποστηλώματα

Σε αυτά η δυσμενέστερη αξονική δύναμη είναι η $N=265.44t$ στον κόμβο 2. Η ροπή στον κόμβο 2 δίνεται από το διαγράμματα ροπών τις σελίδας 60 και είναι $M=52.4tm$. Η ροπή σχεδιασμού όπως αναφέρεται στον ΝΚΟΣ δίνεται από την σχέση:

$$M_d = M - y_{s1} \times N = -524KNm - (-2654.4KN \times 0.22) = 60 KNm$$

όπου y_{s1} ο αριθμός που βρίσκεται όπως στην σελίδα 70.

Στην συνέχεια θα πρέπει να υπολογίσουμε με υπολογισμούς και κατά τις δύο διευθύνσεις τον οπλισμό του υποστηλώματος. Εδώ όμως θα υπολογίσω μόνο κατά την μία διεύθυνση για δύο λόγους: α) Γιατί το υποστήλωμα είναι

τετραγωνικό και β) γιατί η εντατική κατάσταση των δύο διευθύνσεων έχει πολύ μικρή διαφορά, η οποία και δεν είναι ουσιώδης.

Έχουμε λοιπόν :

$$\mu_{yd,xd} = M_d / (b \times h^2 \times f_{cd}) = 60 / [0.5 \times 0.5^2 \times (16/1.5) \times 10^3] = 0.045$$

$$v_d = N / (b \times h \times f_{cd}) = -2654.4 / [0.5 \times 0.5 \times (16/1.5) \times 10^3] = -0.99$$

Και από τον πίνακα 30 - 6 έχω: $\omega_{tot} = 0.35$. Συνεπώς:

$$A_s = \omega_{tot} \times (b \times h) / (f_{yd} / f_{cd}) = 0.35 \times (50 \times 50) / (347.8/10.67) = 27 \text{ cm}^2$$

Και κατανέμοντας στις τέσσερις πλευρές έχω: $A_s / 4 = 6.75 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Για να ικανοποιείται αυτές η συνθήκες θα πρέπει να έχω $12\text{Ø}18$ (30.48 cm^2)

Έλεγχος σε διάτμηση : Για να καλυφθεί η διάτμηση θα πρέπει να τοποθετήσουμε συνδετήρες. Η διατομή που επιλέγουμε είναι $\text{Ø}8$. Για να βρούμε την απόσταση μεταξύ δύο συνδετήρων θα βρούμε τις V_{rd1} , V_{cd} και $V_{w,req}$ όπως τις ορίζει ο κανονισμός. Κατόπιν αντί να βρούμε από τύπους την απόσταση s (όπως έγινε στις δοκούς) θα την βρούμε από τον πίνακα 20 - 1.

Έτσι έχουμε:

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \times k \times (1.20 + 40\rho_1) + 0.15 \sigma_{cp}] \times b \times d =$$

$$= \{0.22 \times 1.1 \times \{1.2 + 40 [(30.48/2)/(50 \times 50)]\} + 0.15 \times (2654.4/(50 \times 50 \times 10^3))\} \times$$

$$\times 0.50^2 \times 10^3 \Rightarrow V_{rd1} = 73.51 \text{ KN} \quad \text{. Άρα:}$$

- για την κρίσιμη περιοχή ($2.9/6 = 0.5 \text{ m}$): $V_{cd} = 0.9 V_{rd1} = 0.9 \times 73.51 = 66.2 \text{ KN}$

- για την μη κρίσιμη περιοχή (1.9 m) : $V_{cd} = V_{rd1} = 73.51 \text{ KN}$

Και για $V_{sd} = 834.1 \text{ KN}$ (από διάγραμμα σελίδας 60) θα είναι:

- για την κρίσιμη περιοχή $V_{w,req} = V_{sd} - V_{cd} = 834.1 - 66.2 = 767.9 \text{ KN}$

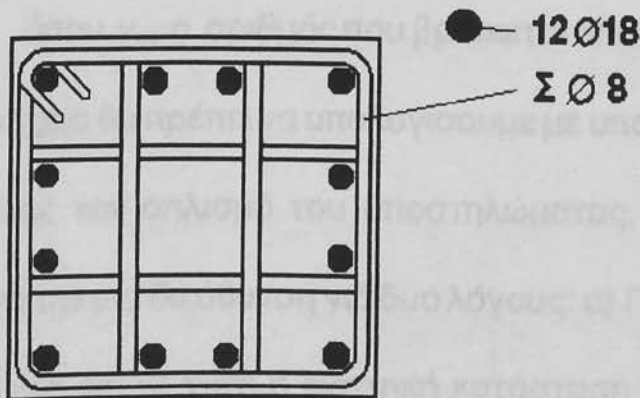
Από τον πίνακα 20 - 1 έχουμε: Για συνδετήρες S400 : $s = 10 \text{ cm} = s_{max}$

$$s_{max} = \min \{ 8 \times 18,500/2, 100\text{mm} \} = \min \{ 144\text{mm}, 250\text{mm}, 100\text{mm} \} = 100\text{mm}$$

- για την μη κρίσιμη περιοχή $V_{w,req} = 834.1 - 73.51 = 760.1 \text{ KN}$

Από τον πίνακα 20 - 1 έχουμε: $s = 11\text{cm}$

$$s_{max} = \min \{ 12 \times 18, 500, 300\text{mm} \} = \{ 216\text{mm}, 500\text{mm}, 300\text{mm} \} = 216\text{mm}$$



Ενδεικτική κάτοψη υποστηλώματος

ii) Εσωτερικά Υποστηλώματα (8,9,10,11,14,17,20,23,26,26,32,33,34,35)

Σε αυτά η δυσμενέστερη αξονική δύναμη είναι η $N=501.72t$ στον κόμβο 8. Η ροπή στον κόμβο 8 δίνεται από το διαγράμματα ροπών τις σελίδας 60 και 53 και είναι $M=95.2tm$. Η ροπή σχεδιασμού όπως αναφέρεται στον ΝΚΟΣ δίνεται από την σχέση:

$$M_d = M - y_{s1} \times N = -(492 + 460) - (-5017.2 \text{ KN} \times 0.22) = 151.2 \text{ KNm}$$

όπου y_{s1} ο αριθμός που βρίσκεται όπως στην σελίδα 70.

Στην συνέχεια θα πρέπει να υπολογίσουμε με υπολογισμούς και κατά τις δύο διευθύνσεις τον οπλισμό του υποστηλώματος. Εδώ όμως θα υπολογίσω μόνο κατά την μία διεύθυνση για δύο λόγους: α) Γιατί το υποστήλωμα είναι τετραγωνικό και β) γιατί η εντατική κατάσταση των δύο διευθύνσεων έχει πολύ μικρή διαφορά, η οποία και δεν είναι ουσιώδης.

Έχουμε λοιπόν :

$$\mu_{yd,xd} = M_d / (b \times h^2 \times f_{cd}) = 151.2 / [0.5 \times 0.5^2 \times (16/1.5) \times 10^3] = 0.11$$

$$v_d = N / (b \times h \times f_{cd}) = -5017.2 / [0.5 \times 0.5 \times (16/1.5) \times 10^3] = -1.8$$

Και από τον πίνακα 30 - 6 έχω: $\omega_{tot} = 0.50$. Συνεπώς:

$$A_s = \omega_{tot} \times (b \times h) / (f_{yd} / f_{cd}) = 0.50 \times (50 \times 50) / (347.8 / 10.67) = 38.4 \text{ cm}^2$$

Και κατανέμοντας στις τέσσερις πλευρές έχω: $A_s / 4 = 9.60 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Για να ικανοποιείται αυτές η συνθήκες θα πρέπει να έχω **16Ø18** (40.64 cm^2)

Έλεγχος σε διάτμηση : Για να καλυφθεί η διάτμηση θα πρέπει να τοποθετήσουμε συνδετήρες. Η διατομή που επιλέγουμε είναι Ø8. Για να βρούμε την απόσταση μεταξύ δύο συνδετήρων θα βρούμε τις V_{rd1} , V_{cd} και $V_{w,req}$ όπως τις ορίζει ο κανονισμός. Κατόπιν αντί να βρούμε από τύπους την απόσταση s (όπως έγινε στις δοκούς) θα την βρούμε από τον πίνακα 20 - 1.

Έτσι έχουμε:

$$\begin{aligned} V_{rd1} &= [\tau_{rd} \times k \times (1.20 + 40\rho_1) + 0.15 \sigma_{cp}] \times b \times d = \\ &= \{0.22 \times 1.1 \times [1.2 + 40 [(40.64/2)/(50 \times 50)]] + 0.15 \times (5017.2/(50 \times 50 \times 10^3))\} \times \\ &\quad \times 0.50^2 \times 10^3 \Rightarrow V_{rd1} = 82.51 \text{ KN} \quad \text{Άρα:} \end{aligned}$$

- για την κρίσιμη περιοχή ($2.9/6 = 0.5 \text{ m}$): $V_{cd} = 0.9 V_{rd1} = 0.9 \times 82.51 = 74.3 \text{ KN}$

- για την μη κρίσιμη περιοχή (1.9 m): $V_{cd} = V_{rd1} = 82.51 \text{ KN}$

Και για $V_{sd} = 834.1 \text{ KN}$ (από διάγραμμα σελίδας 60) θα είναι:

- για την κρίσιμη περιοχή $V_{w,req} = V_{sd} - V_{cd} = 799.1 - 74.3 = 724.8 \text{ KN}$

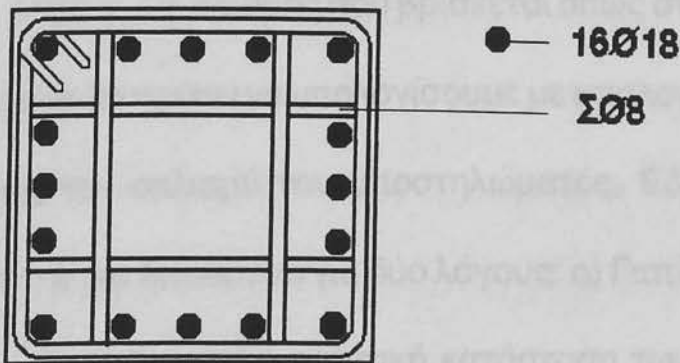
Από τον πίνακα 20 -1 έχουμε: Για συνδετήρες S400 : $s = 10 \text{ cm} = s_{\max}$

$$s_{\max} = \min \{ 8 \times 18,500/2, 100\text{mm} \} = \min \{ 144\text{mm}, 250\text{mm}, 100\text{mm} \} = 100\text{mm}$$

- για την μη κρίσιμη περιοχή $V_{w, \text{req}} = 799.1 - 82.51 = 716.6\text{KN}$

Από τον πίνακα 20 -1 έχουμε: $s = 12\text{cm}$

$$s_{\max} = \min \{ 12 \times 18,500, 300\text{mm} \} = \{ 216\text{mm}, 500\text{mm}, 300\text{mm} \} = 216\text{mm}$$



Ενδεικτική κάτοψη υποστηλώματος

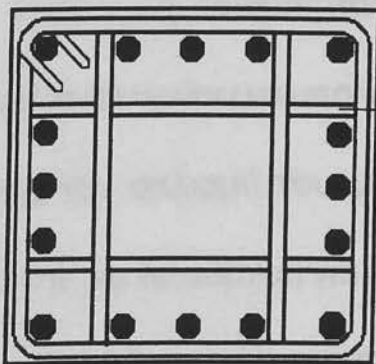
Από τον πίνακα 20 -1 έχουμε: Για συνδετήρες S400 : $s = 10 \text{ cm} = s_{\max}$

$$s_{\max} = \min\{8 \times 18,500/2, 100\text{mm}\} = \min\{144\text{mm}, 250\text{mm}, 100\text{mm}\} = 100\text{mm}$$

- για την μη κρίσιμη περιοχή $V_{w,\text{req}} = 799.1 - 82.51 = 716.6\text{KN}$

Από τον πίνακα 20 -1 έχουμε: $s = 12\text{cm}$

$$s_{\max} = \min\{12 \times 18,500, 300\text{mm}\} = \{216\text{mm}, 500\text{mm}, 300\text{mm}\} = 216\text{mm}$$



● — 16Ø18
ΣØ8

Ενδεικτική κάτοψη υποστηλώματος

Και από τον πίνακα 30-6 έχω: $\omega_{rel} = 0.45$. Συνεπώς:

ii) Εσωτερικά Υποστηλώματα (15, 16, 21, 22, 27, 28) $(347.8/10.67) = 34.5 \text{ cm}^2$

Και καταλαμβάνει στις τέσσερις πλευρές έχει: $A_s/4 = 8.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

Για να γίνει Σε όλους τους κόμβους η αξονική δύναμη είναι η $N=465.57 \text{ t}$.

Η ροπή στον κόμβο 21 δίνεται από το διαγράμματα ροπών των σελίδων 53

και 64 και είναι $M=91.4 \text{ tm}$. Η ροπή σχεδιασμού όπως αναφέρεται στον ΝΚΟΣ

δίνεται από την σχέση:

$$M_d = M - y_{s1} \times N = -(475 + 439) - (-4655.7 \text{ KN} \times 0.22) = 110.25 \text{ KNm}$$

όπου y_{s1} ο αριθμός που βρίσκεται όπως στην σελίδα 70.

Στην συνέχεια θα πρέπει να υπολογίσουμε με υπολογισμούς και κατά τις δύο

διευθύνσεις τον οπλισμό του υποστηλώματος. Εδώ όμως θα υπολογίσω

μόνο κατά την μία διεύθυνση για δύο λόγους: α) Γιατί το υποστήλωμα είναι

τετραγωνικό και β) γιατί η εντατική κατάσταση των δύο διευθύνσεων έχει

πολύ μικρή διαφορά, η οποία και δεν είναι ουσιώδης.

Έχουμε λοιπόν :

$$\mu_{yd,xd} = M_d / (b \times h^2 \times f_{cd}) = 110.25 / [0.5 \times 0.5^2 \times (16/1.5) \times 10^3] = 0.08$$

$$v_d = N / (b \times h \times f_{cd}) = -4655.7 / [0.5 \times 0.5 \times (16/1.5) \times 10^3] = -1.7$$

Και από τον πίνακα 30 - 6 έχω: $\omega_{tot} = 0.45$. Συνεπώς:

$$A_s = \omega_{tot} \times (b \times h) / (f_{yd} / f_{cd}) = 0.45 \times (50 \times 50) / (347.8 / 10.67) = 34.5 \text{ cm}^2$$

Και κατανέμοντας στις τέσσερις πλευρές έχω: $A_s / 4 = 8.62 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Για να ικανοποιείται αυτές η συνθήκες θα πρέπει να έχω **16Ø18** (40.64 cm^2)

Έλεγχος σε διάτμηση : Για να καλυφθεί η διάτμηση θα πρέπει να τοποθετήσουμε συνδετήρες. Η διατομή που επιλέγουμε είναι Ø8. Για να βρούμε την απόσταση μεταξύ δύο συνδετήρων θα βρούμε τις V_{rd1} , V_{cd} και $V_{w,req}$ όπως τις ορίζει ο κανονισμός. Κατόπιν αντί να βρούμε από τύπους την απόσταση s (όπως έγινε στις δοκούς) θα την βρούμε από τον πίνακα 20 - 1.

Έτσι έχουμε:

$$\begin{aligned} V_{rd1} &= [\tau_{rd} \times k \times (1.20 + 40\rho_1) + 0.15 \sigma_{cp}] \times b \times d = \\ &= \{0.22 \times 1.1 \times [1.2 + 40 [(40.64/2)/(50 \times 50)]]\} + 0.15 \times 4655.7 / (50 \times 50 \times 10^3) \} \times \\ &\quad \times 0.50^2 \times 10^3 \Rightarrow V_{rd1} = 73.1 \text{ KN} \quad \text{Άρα:} \end{aligned}$$

- για την κρίσιμη περιοχή ($2.9/6 = 0.5 \text{ m}$): $V_{cd} = 0.9 V_{rd1} = 0.9 \times 73.1 = 65.79 \text{ KN}$

- για την μη κρίσιμη περιοχή (1.9 m): $V_{cd} = V_{rd1} = 73.1 \text{ KN}$

Και για $V_{sd} = 834.1 \text{ KN}$ (από διάγραμμα σελίδας 60) θα είναι:

- για την κρίσιμη περιοχή $V_{w,req} = V_{sd} - V_{cd} = 796.3 - 65.79 = 730.5 \text{ KN}$

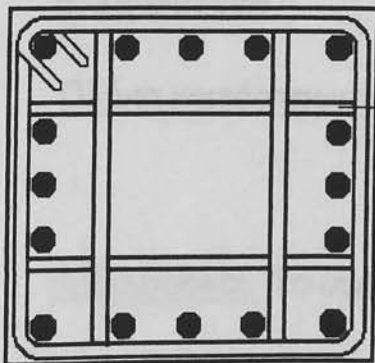
Από τον πίνακα 20 -1 έχουμε: Για συνδετήρες S400 : $s = 10 \text{ cm} = s_{\max}$

$$s_{\max} = \min\{8 \times 18, 500/2, 100\text{mm}\} = \min\{144\text{mm}, 250\text{mm}, 100\text{mm}\} = 100\text{mm}$$

- για την μη κρίσιμη περιοχή $V_{w, \text{req}} = 796.3 - 73.1 = 723.2\text{KN}$

Από τον πίνακα 20 -1 έχουμε: $s = 12\text{cm}$

$$s_{\max} = \min\{12 \times 18, 500, 300\text{mm}\} = \{216\text{mm}, 500\text{mm}, 300\text{mm}\} = 216\text{mm}$$



● — 16Ø18

— ΣØ8

Ενδεικτική κάτοψη υποστηλώματος

Η. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ - ΣΙΔΗΡΟΥ (για το επίπεδο θεμελίωσης)

Η προμέτρηση θα γίνει στο δυσμενέστερο σημείο κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή στο σημείο που απαιτείται το μεγαλύτερο ποσοστό οπλισμού. Η «περιοχή» της προμέτρησης περιλαμβάνει το τελευταίο επίπεδο του κτιρίου, δηλαδή την πλάκα κοιτόστρωσης με τις πεδιλοδοκούς της, το περιμετρικό τοίχειο και τα υποστηλώματα μέχρι την βάση του α' υπογείου.

α. Σκυρόδεμα

Πλάκα κοιτόστρωσης: Οι διαστάσεις της είναι 22×18m άρα:

$$V_{\text{πλακας}} = 22 \times 18 \times 0.40 = 158.4 \text{ m}^3$$

Πεδιλοδοκοί: Το ύψος τους θα ληφθεί $1.00 - 0.40 = 0.60\text{m}$

Το συνολικό μήκος κατά-x: $5 \times 18 = 90\text{m}$

Το συνολικό μήκος κατά-y: $4 \times 22 = 88\text{m}$

Εμβαδό κατά-x: $90 \times 0.5 = 45 \text{ m}^2$

Εμβαδό κατά-y: $88 \times 0.5 = 44 \text{ m}^2$

Συνολικό Εμβαδό = $45 + 44 = 89 \text{ m}^2$

Άρα: $V_{\text{πεδιλοδοκών}} = 89 \text{ m}^2 \times 0.6 \text{ m} = 53.4 \text{ m}^3$

Υποστηλώματα: Το ύψος τους θα ληφθεί 4.5 m, από αυτά θα αφαιρέσουμε το ύψος της πλάκας, το ύψος των πεδιλοδοκών και τέλος την κρέμαση της δοκού της πλάκας του α' υπογείου.

Δηλαδή: $H = 4.50 - 0.4 - 0.6 - 0.6 = 2.9$ m. Άρα από τα 42 υποστηλώματα έχουμε:

$$V_{\text{υποστηλωμάτων}} = 42 \times 0.5 \times 0.5 \times 2.9 = 30.45 \text{ m}^3$$

Τοιχεία: Το ύψος τους είναι ίσο με $4.5 - 0.4 - 0.6 = 3.5$ m

Μήκος κατά-χ: $2 \times (18 - 6 \times 0.5) = 2 \times 15 = 30$ m

Μήκος κατά-γ: $2 \times (22 - 7 \times 0.5) = 2 \times 18.5 = 37$ m

Συνεπώς:

$$V_{\text{τοιχείων}} = (30 + 37) \times 0.20 \times 3.50 = 49.6 \text{ m}^3$$

Συνεπώς για την κατασκευή του β' υπογείου απαιτούνται:

$$49.6 + 30.45 + 53.4 + 158.4 = 291.85 \text{ m}^3 \text{ σκυροδέματος.}$$

β. Σίδερα (ποιότητα S400)

Κιλά ανά μέτρο μήκους ράβδου σιδήρου (από Beton Calendar):

Ø8 : 0.396 , Ø12 : 0.888 , Ø18 : 2.00

Πλάκα κοιτόστρωσης:

i) Οπλισμός κάτω: #Ø12/18.5 δηλαδή απαιτούνται:

120 ράβδοι Ø 12 μήκους 22 m δηλ $(22 \times 0.888) \times 120 = 2344.32\text{kg}$

99 ραβδοι Ø12 μήκους 18 m δηλ $(18 \times 0.888) \times 99 = 1582.41\text{kg}$

ii) Οπλισμός πάνω: Ø12/18.5 και κατά x & y . Επειδή όμως στο πάνω μέρος της πλάκας παρεμβάλλονται οι πεδιλοδοκοί θα πρέπει να υπολογίσω μία μία τις τέσσερις κατηγορίες πλακών όπως αυτές ορίζονται στο κεφάλαιο Γ. Οι διαστάσεις των ράβδων που φαίνονται παρακάτω είναι υπολογισμένες έτσι ώστε να καλύπτεται και ο οπλισμός στις στηρίξεις. Έχουμε λοιπόν:

Π1,5,26,30 : Έχει διαστάσεις: 3.15×3.6 και απαιτούνται:

9Ø12 /πλάκα ⇒ 36Ø12 των 3.6m δηλ $(3.6 \times 0.888) \times 36 = 115.08\text{kg}$

9Ø12 /πλάκα ⇒ 36Ø12 των 4.6m δηλ $(4.6 \times 0.888) \times 36 = 147.05\text{kg}$

10Ø12/πλάκα ⇒ 40Ø12 των 3.15m δηλ $(3.15 \times 0.888) \times 40 = 111.88\text{kg}$

11Ø12/πλάκα ⇒ 44Ø12 των 4.15m δηλ $(4.15 \times 0.888) \times 44 = 162.15\text{kg}$

Σύνολο: 536.16kg

Π 2,3,4,27,28,29: Διαστάσεις 3.00×3.6 και απαιτούνται:

$$9\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 54\emptyset 12 \text{ των } 3.6\text{m δηλ } (3.6 \times 0.888) \times 54 = 172.62\text{kg}$$

$$9\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 54\emptyset 12 \text{ των } 4.6\text{m δηλ } (4.6 \times 0.888) \times 54 = 220.58\text{kg}$$

$$11\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 66\emptyset 12 \text{ των } 3.00\text{m δηλ } (3 \times 0.888) \times 66 = 175.82\text{kg}$$

$$10\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 60\emptyset 12 \text{ των } 5.00\text{m δηλ } (5 \times 0.888) \times 60 = 266.40\text{kg}$$

Σύνολο: 835.42kg

Π 6,10,11,15,16,20,21,25: Διαστάσεις 3.65×3.10 και απαιτούνται:

$$11\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 88\emptyset 12 \text{ των } 3.10\text{m δηλ } (3.1 \times 0.888) \times 88 = 242.25\text{kg}$$

$$10\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 80\emptyset 12 \text{ των } 4.10\text{m δηλ } (4.1 \times 0.888) \times 80 = 291.26\text{kg}$$

$$9\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 72\emptyset 12 \text{ των } 3.65\text{m δηλ } (3.65 \times 0.888) \times 72 = 233.36\text{kg}$$

$$9\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 72\emptyset 12 \text{ των } 5.65\text{m δηλ } (5.65 \times 0.888) \times 72 = 361.24\text{kg}$$

Σύνολο: 1128.11kg

Π 7,8,9...(σελ27): Διαστάσεις 3.10×3.00 και απαιτούνται:

$$9\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 108\emptyset 12 \text{ των } 3.00\text{m δηλ } (3 \times 0.888) \times 108 = 287.71\text{kg}$$

$$9\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 108\emptyset 12 \text{ των } 5.00\text{m δηλ } (5 \times 0.888) \times 108 = 479.52\text{kg}$$

$$9\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 108\emptyset 12 \text{ των } 3.10\text{m δηλ } (3.1 \times 0.888) \times 108 = 297.30\text{kg}$$

$$9\emptyset 12/\text{πλάκα} \Rightarrow 108\emptyset 12 \text{ των } 5.10\text{m δηλ } (5.1 \times 0.888) \times 108 = 489.11\text{kg}$$

Σύνολο: 1553.63kg

Άρα για τον οπλισμό της πλάκας κοιτοστρώσεως απαιτούνται

συνολικά 7980 kg ή 7.98 tn

Δοκοί:

Γιά όλες τις δοκούς έχουμε $7\varnothing 18$ άνω + $4 \varnothing 18$ κάτω = $11\varnothing 18$

και συνδετήρες $\varnothing 8/15$ των οποίων η περίμετρος είναι:

$0.44 \times 2 + 0.94 \times 2 + 0.08 \times 2 = 2.92$ m δηλ $2.92 \times 0.396 = 1.15$ kg/συνδετ.

Ανάλογα με το μήκος τους τις χωρίζουμε σε 4 κατηγορίες:

i) D 42, 47, 48, 53, 54, 59, 60, 65: Μήκος: 3.70m και απαιτούνται:

$11\varnothing 18/\deltaοκό \Rightarrow 88\varnothing 18$ μήκους 3.70m δηλ $(3.70 \times 2.00) \times 88 = 651.2$ kg

Συνδετήρες: $\Rightarrow 84\varnothing 8$ των 3.90m δηλ $(3.90 + 0.396) \times 84 = 342.84$ kg

Στα 3.7m θα μπουν 25 συνδετήρες δηλ $25 \times 1.15 \times 8 = 230$ kg

ii) D 43, 44, 45, 46, 49, 50, 51, 52, 55, 56, 57, 58, 61, 62, 63, 64: $\Rightarrow 229.37$ kg

Μήκος 3.58 m και απαιτούνται: δηλ $(3.90 + 0.396) \times 96 = 418.28$ kg

$11\varnothing 18/\deltaοκό \Rightarrow 176\varnothing 18$ των 3.58m δηλ $(3.58 \times 2.00) \times 176 = 1260.16$ kg

Στα 3.58m θα μπουν 24 συνδετήρες δηλ $24 \times 1.15 \times 16 = 441.16$ kg

iii) D 6, 11, 16, 21, 26, 10, 15, 20, 25, 30: Μήκος 3.65m και απαιτούνται:

$11\varnothing 18/\deltaοκό \Rightarrow 110\varnothing 18$ των 3.65m δηλ $(3.65 \times 2.00) \times 110 = 803$ kg

Στα 3.65 m θα μπουν 25 συνδετήρες δηλ $25 \times 1.15 \times 10 = 287.5$ kg

iv) D 7, 8, 9, 12, 13, 14, 17, 18, 19, 22, 23, 24, 27, 28, 29: $\times 120 = 197.68$ kg

Μήκος 3.50m και απαιτούνται: για τον έλεγχο της

$11\varnothing 18/\deltaοκό \Rightarrow 165\varnothing 18$ των 3.50m δηλ $(3.5 \times 2.00) \times 165 = 1155$ kg

Στα 3.5m θα μπουν 24 συνδετήρες δηλ $24 \times 1.15 \times 15 = 414$ kg

Τοιχεία

Τα σίδερα των τοιχείων θα τοποθετηθούν μέχρι ύψους 3.9m (αφού θα μπαίνουν και στην πλάκα της θεμελίωσης). Έπειδη σε όλα τα τοιχεία έχω #Ø8/20 καθ' ύψος θα μπαίνουν πάντα 21 ράβδοι. Έτσι έχω:

i) Τοιχεία D1,5,31,35: (διπλό#Ø8/20) Μήκος 3.15m και απαιτούνται:

$$42\text{Ø}8/\text{τοιχείο} \Rightarrow 168\text{Ø}8 \text{ των } 3.15\text{m} \text{ δηλ } (3.15 \times 0.396) \times 168 = 209.56\text{kg}$$

$$16\text{Ø}8/\text{τοιχείο} \Rightarrow 64\text{Ø}8 \text{ των } 3.90\text{m} \text{ δηλ } (3.90 \times 0.396) \times 64 = 98.84\text{kg}$$

ii) Τοιχεία D2,3,4,32,33,34: 2×#Ø8/20 Μήκος 3.00m και απαιτούνται:

$$42\text{Ø}8/\text{τοιχείο} \Rightarrow 252\text{Ø}8 \text{ των } 3.00\text{m} \text{ δηλ } (3.00 \times 0.396) \times 252 = 299.37\text{kg}$$

$$16\text{Ø}8/\text{τοιχείο} \Rightarrow 96\text{Ø}8 \text{ των } 3.90\text{m} \text{ δηλ } (3.90 \times 0.396) \times 96 = 148.26\text{kg}$$

iii) Τοιχεία D36,41,66,71: 2×#Ø8/20 Μήκος 3.25m και απαιτούνται:

$$42\text{Ø}8/\text{τοιχείο} \Rightarrow 168\text{Ø}8 \text{ των } 3.25\text{m} \text{ δηλ } (3.25 \times 0.396) \times 168 = 216.22\text{kg}$$

$$17\text{Ø}8/\text{τοιχείο} \Rightarrow 68\text{Ø}8 \text{ των } 3.90\text{m} \text{ δηλ } (3.90 \times 0.396) \times 68 = 105.02\text{kg}$$

iv) Τοιχεία D37,38,39,40,67,68,69,70: 2#Ø8/20 l=3.1m & απαιτούνται

$$42\text{Ø}8/\text{τοιχείο} \Rightarrow 336\text{Ø}8 \text{ των } 3.10\text{m} \text{ δηλ } (3.1 \times 0.396) \times 336 = 412.47\text{kg}$$

$$16\text{Ø}8/\text{τοιχείο} \Rightarrow 128\text{Ø}8 \text{ των } 3.90\text{m} \text{ δηλ } (3.9 \times 0.396) \times 128 = 197.68\text{kg}$$

Επίσης απαιτούνται μικρα σίδερα σχήματος S για την διατήρηση της απόστασης μεταξύ των 2 πλεγμάτων. Αυτά είναι 4Ø8/m².

Η επιφάνεια των τοιχείων είναι: $67\text{m} \times 3.9\text{m} = 261.3\text{m}^2$. Άρα τοποθετώ

66Ø8 μήκους περίπου 0.22m δηλ $(0.22 \times 0.396) \times 66 = 5.75\text{ kg}$

Υποστηλώματα

i) Εξωτερικά υποστηλώματα :

Αυτά είναι 22 με διαστάσεις 50×50 και ύψος 4.5m :

12Ø18/υποστ. $\Rightarrow 264\text{Ø}18$ των 4.5m δηλ. $(4.5 \times 2.00) \times 264 = 2376\text{kg}$

Συνδετήρες: Οι διαστάσεις τους φαίνονται στο σχετικό σχέδιο μετά την προμέτρηση. Έχουν περίμετρο $45 \times 4 + (20 \times 2 + 45 \times 2) \times 2 = 440\text{cm}$.

Η κρίσιμη περιοχή ενός τέτοιου υποστηλώματος είναι $1.1 + 0.9 = 2\text{m}$

δηλαδή για 2m έχω Ø8/10 και για 2.5m Ø8/11 ή

$20\text{Ø}8 + 23\text{Ø}8 = 43\text{Ø}8/\text{υποστ.} \Rightarrow 946\text{Ø}8$ των 4.40m δηλ

$(4.40 \times 0.396) \times 946 = 1648.3\text{kg}$

ii) Εσωτερικά υποστηλώματα (8,9, 10, ...σελ95): Είναι 14 ύψους 4.5m

16Ø18/υπ. $\Rightarrow 224\text{Ø}18$ των 4.5m δηλ. $(4.5 \times 2) \times 224 = 2016\text{kg}$

Συνδετήρες: Έχουν περίμετρο $45 \times 4 + (30 \times 2 + 45 \times 2) \times 2 = 480\text{cm}$

Η κρίσιμη τους περιοχή είναι: $1.1 + 1.5 = 2.6\text{m}$

$26\text{Ø}8 + 25\text{Ø}8 = 31\text{Ø}8/\text{υπ.} \Rightarrow 434\text{Ø}8$ των 4.8m δηλ

$(4.80 \times 0.396) \times 434 = 824.9\text{kg}$

ii) Εσωτερικά υποστηλώματα (15, 16, 21, 22, 27, 28): Είναι 6 ύψους 4.5m

$$16\emptyset 18/\text{υπ.} \Rightarrow 96\emptyset 18 \text{ των } 4.5\text{m δηλ } (4.5 \times 2) \times 96 = 864 \text{ kg}$$

Συνδετήρες: Έχουν περίμετρο 4.8m με κρίσιμη περιοχή 2.6m και είναι:

$$31\emptyset 8/\text{υπ.} \Rightarrow 186\emptyset 8 \text{ των } 4.8\text{m δηλ } (4.8 \times 0.396) \times 186 = 353.5\text{kg}$$

Στην σελίδα που ακολουθεί βλέπουμε τα αποτελέσματα πιο συγκεντρωτικά.

Σίδερα ΠΛΑΚΑ	Μήκος	Βάρος
120Ø12	22m	3.87tn
99Ø12	18m	
90Ø12	3.6m	
90Ø12	4.6m	
40Ø12	3.15m	
44Ø12	4.15m	
174Ø12	3.00m	
174Ø12	5.00m	1.55tn
72Ø12	3.65m	
72Ø12	5.65m	5.25tn
108Ø12	3.10m	
108Ø12	5.10m	
		7.98tn
ΔΟΚΟΙ		1.37tn
88Ø18	3.70m	
176Ø18	3.58	1.55tn
110Ø18	3.65	1.18tn
		22.78tn

Σίδερα	Μήκος	Βάρος
165Ø18	3.50m	

3.87tn

ΤΟΙΧΕΙΑ

168Ø8	3.15m	
-------	-------	--

252Ø8	3.00m	
-------	-------	--

168Ø8	3.25m	
-------	-------	--

336Ø8	3.10m	
-------	-------	--

356Ø8	3.90m	
-------	-------	--

1.68tn

ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΑ

584Ø18	4.50m	
--------	-------	--

5.25tn

ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ

Δοκών

98Ø8		1.37tn
------	--	--------

1.37tn

Υποστηλωμάτων

i. 946Ø8		1.65tn
----------	--	--------

1.65tn

ii,iii. 620Ø8		1.18tn
---------------	--	--------

1.18tn

ΣΥΝΟΛΟ

22.78t

Αυτό όμως που πρακτικά μας ενδιαφέρει περισσότερο είναι πόσα κιλά οπλισμού χρειάζονται σε κάθε κυβικό σκυροδέματος. Αυτό άλλωστε μας δίνει μία πρώτη εικόνα για τις οικονομικές απαιτήσεις του έργου. Η τιμή αυτή είναι: $22780 \text{ Kg} / 291.85 \text{ m}^3 = 78.05 \text{ Kg/m}^3$. Λαμβάνοντας υπόψιν ότι για το πρώτο εξάμηνο του 1996 η μέση τιμή αγοράς με τοποθέτηση του δομικού χάλυβα είναι 125 δρχ/Kg τότε το κόστος κατασκευής είναι

$$78.05 \times 125 = 9756.25 \text{ δρχ/m}^3 \times 291.85 \text{ m}^3 = 2847361.56 \text{ δρχ}$$

Και για το σκυρόδεμα είναι:

$$12500 \text{ δρχ/m}^3 \times 291 \text{ m}^3 = 3648125 \text{ δρχ}$$

Δηλαδή απαιτούνται για την κατασκευή του β' υπογείου και της κοιτόστρωσης περίπου 6500000 δρχ. πόσο αρκετά μεγάλο για το μέγεθος της κατασκευής, που καθιστά σαφές το μοναδικό ίσως μειωνέκτημα αυτής της κατασκευής.

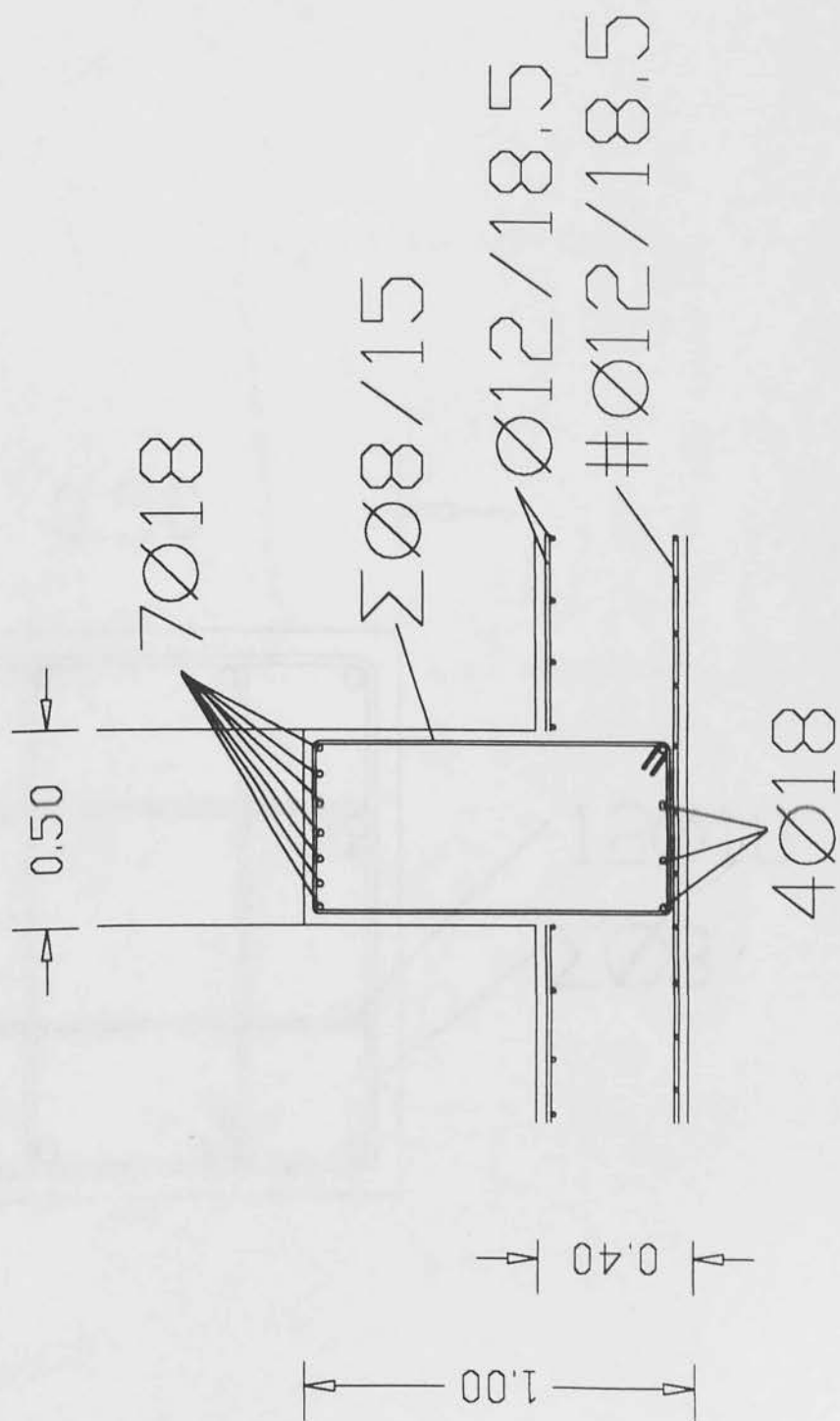
Θ. ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Στην συνέχεια ακολουθεί μία συνοπτική αλλά και αρκετά περιγραφική παρουσίαση σε σχέδια των αποτελεσμάτων της μελέτης .

1. Οπλισμός πλακών κοιτόστρωσης

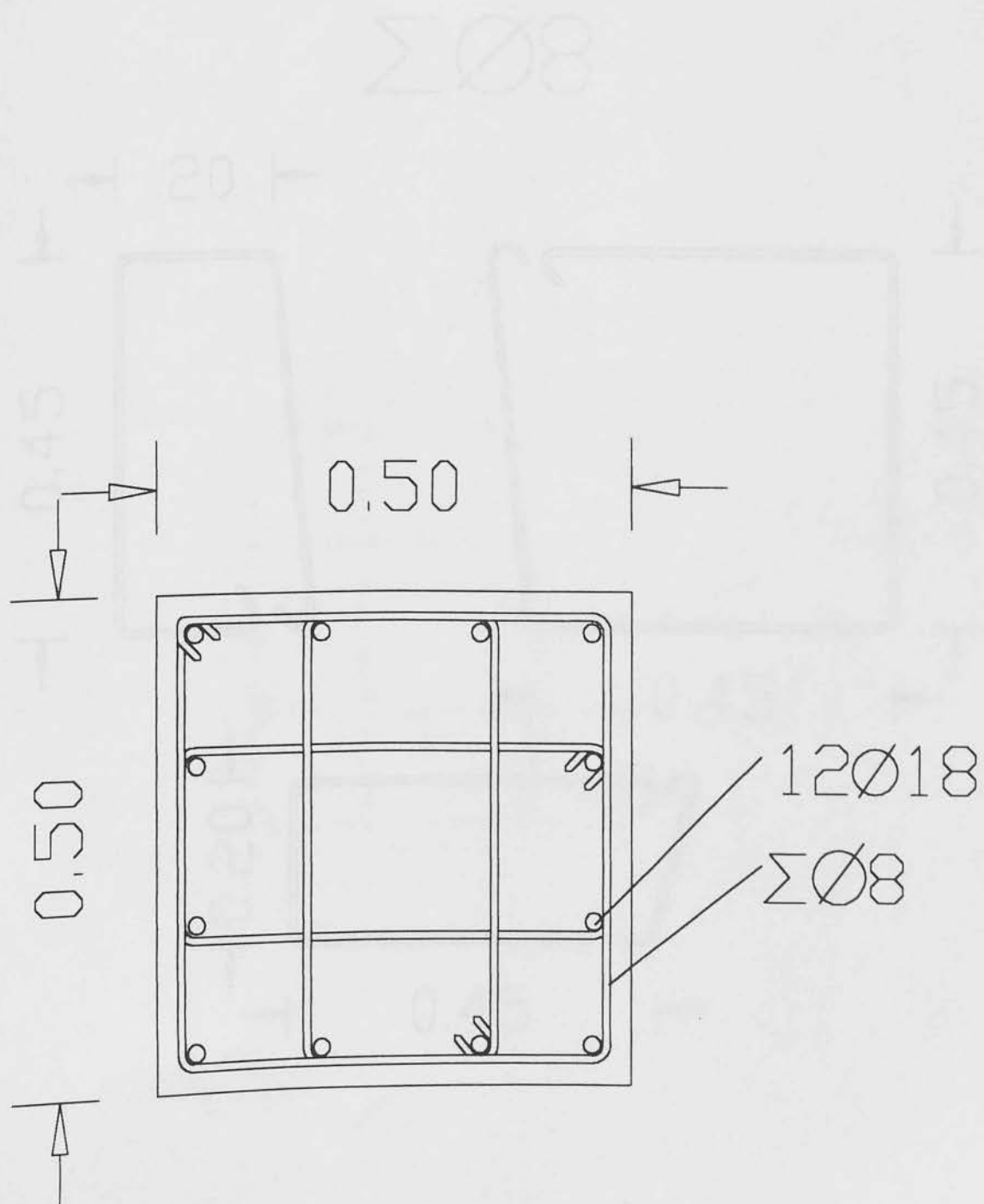
Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο σχήμα της επόμενης σελίδας ο οπλισμός είναι ο ίδιος σε όλες τις πλάκες και για αυτό το λόγο περιγράφεται ανα δύο πλακές.

2. Οπλισμός πεδιλοδοκών



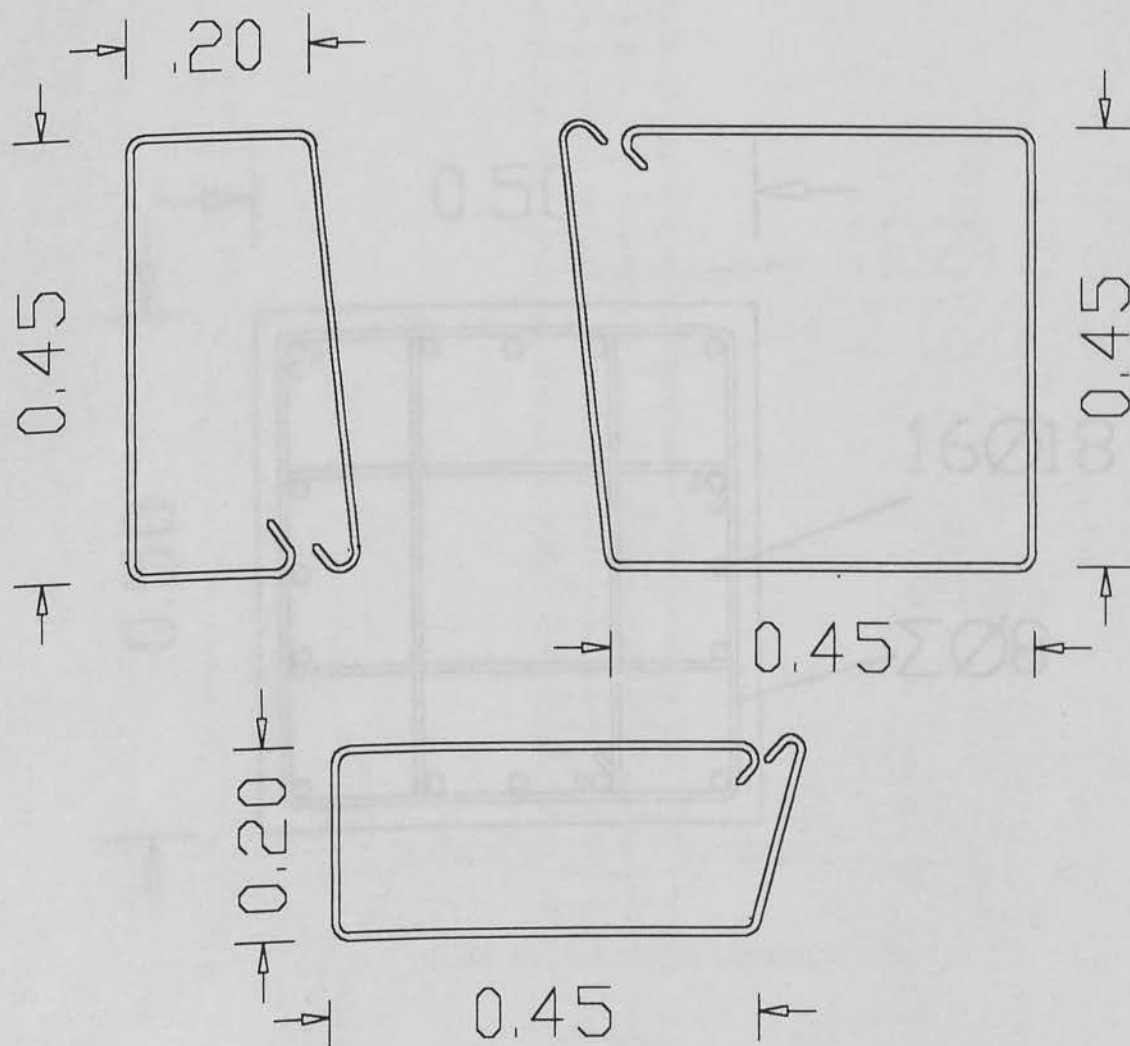
3. Οπλισμος υποστυλωμάτων

α) Εξωτερικά υποστηλώματα

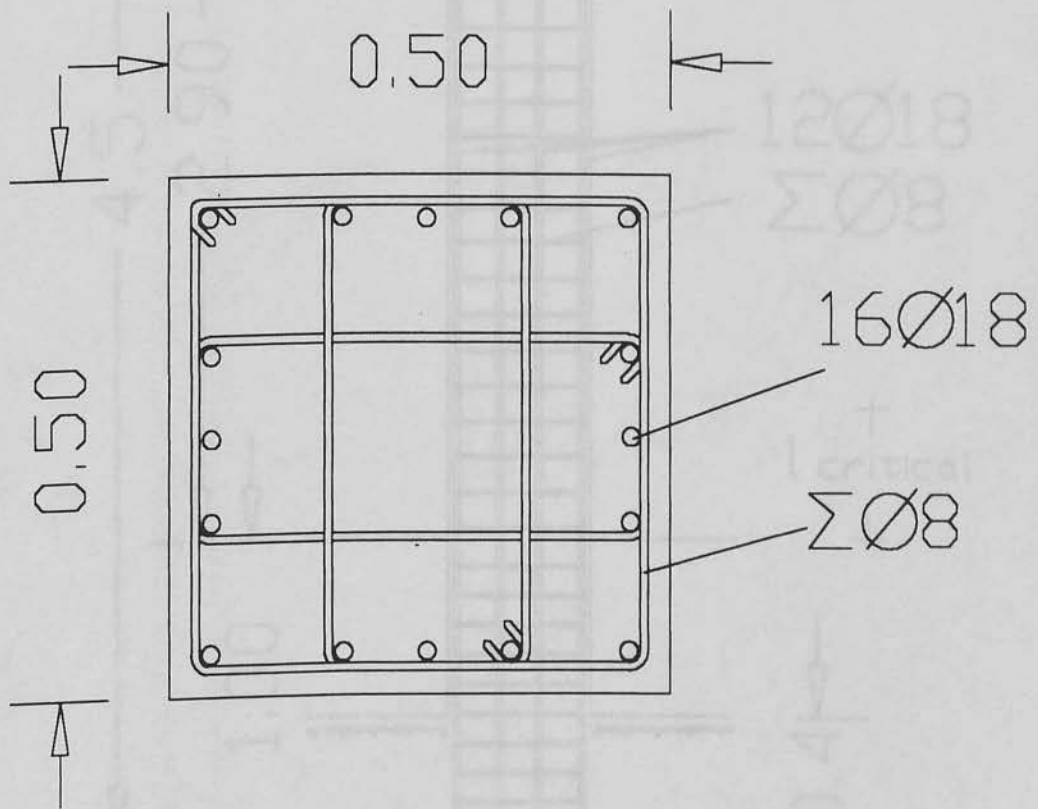


β) Συνδετήρες εξωτερικών υποστηλωμάτων
(και εσωτερικών αν οι «σταυρωτοι» συνδετήρες προσαυξηθούν
κατά 9-10cm στην μικρή τους πλευρά)

Σ Ø8

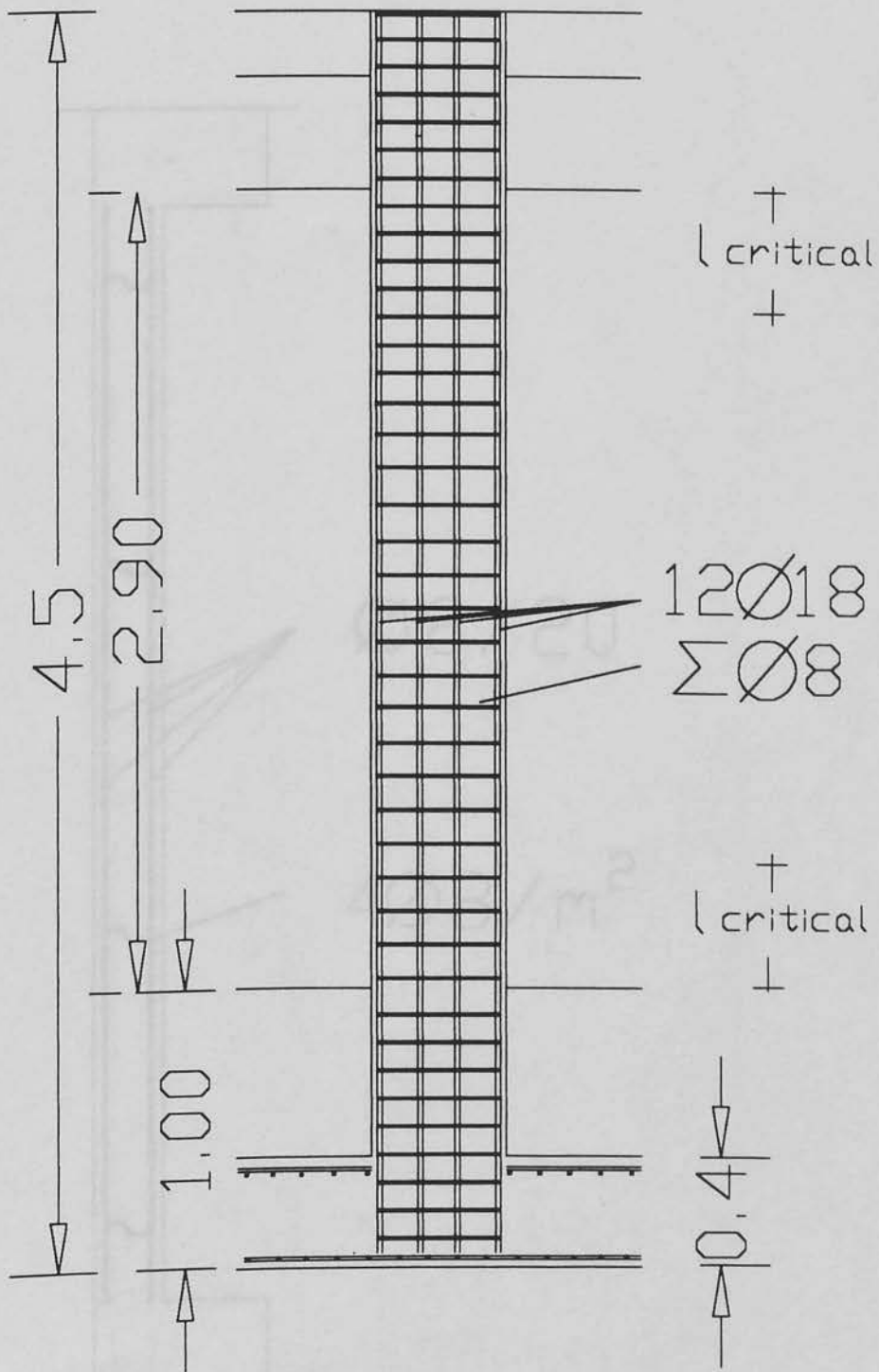


γ) Οπλισμός εσωτερικών υποστηλωμάτων



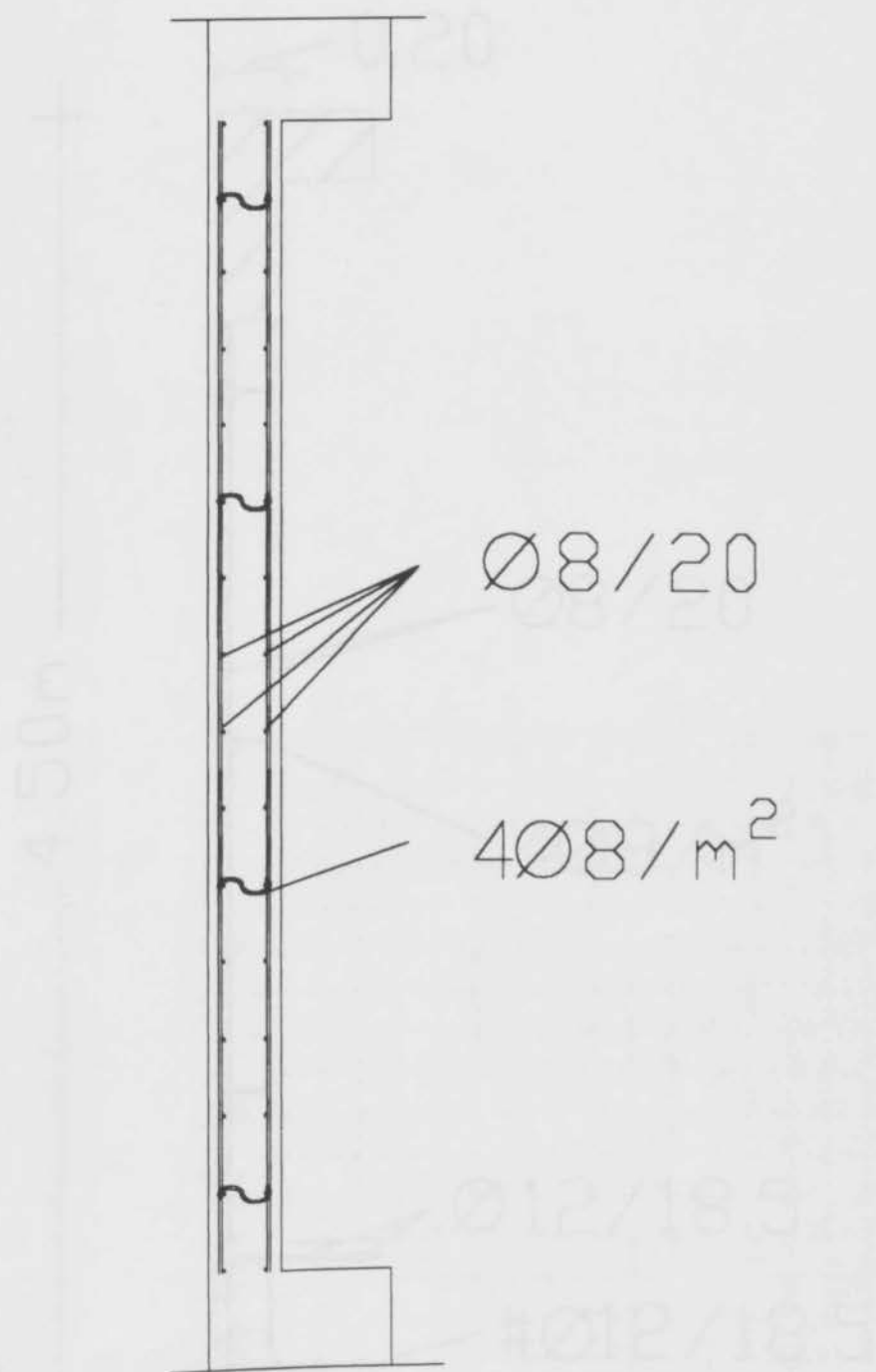
α. Κόμβος Υποστηλώματος - Πλάκας
(εξωτερικός κόμβος κατασκευής)

5. Οπλισμός τοιχείων

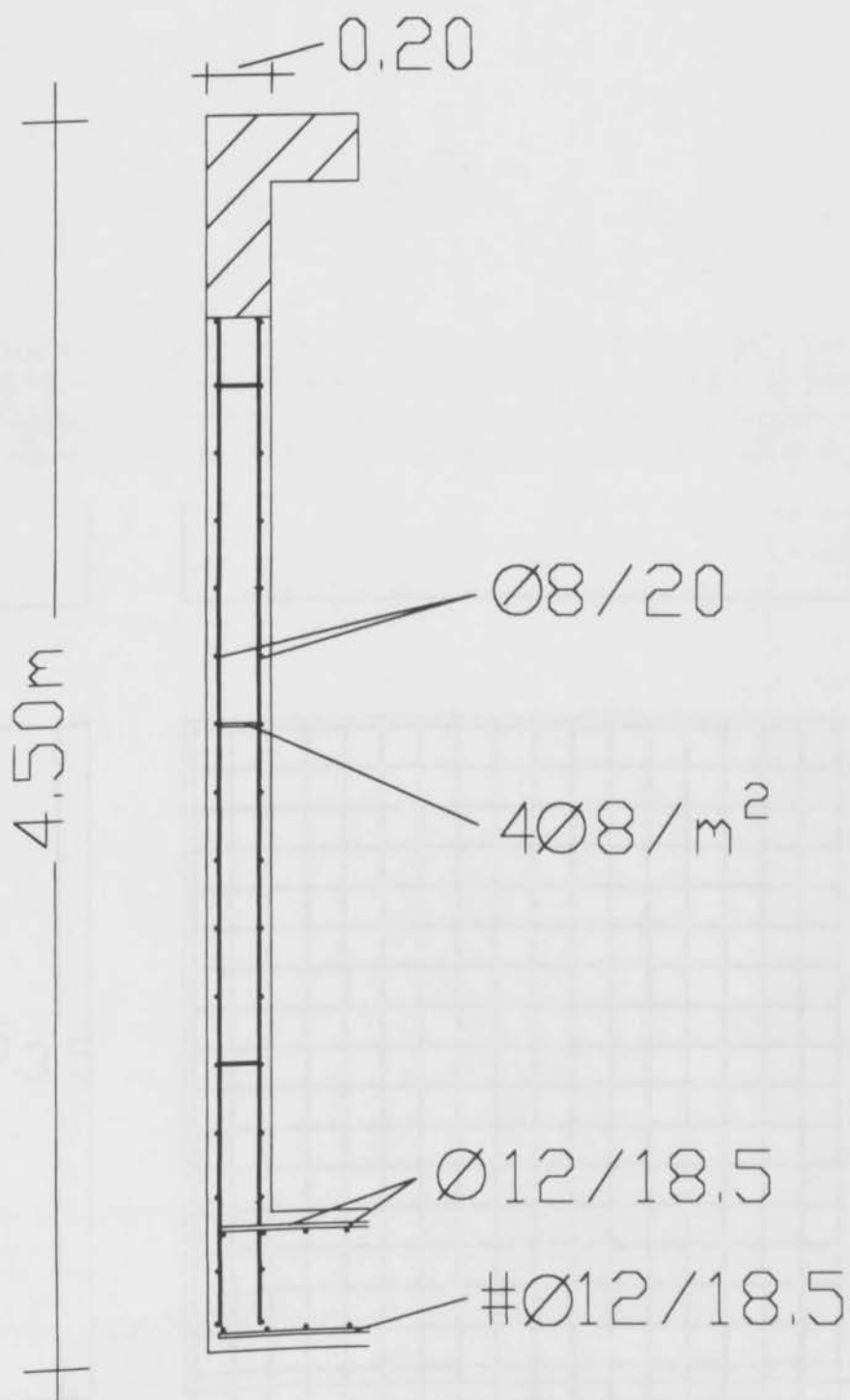


4. Κόμβος Υποστηλώματος - Πλάκας
(εξωτερικός κόμβος κατασκευής)

5. Οπλισμός τοιχείων

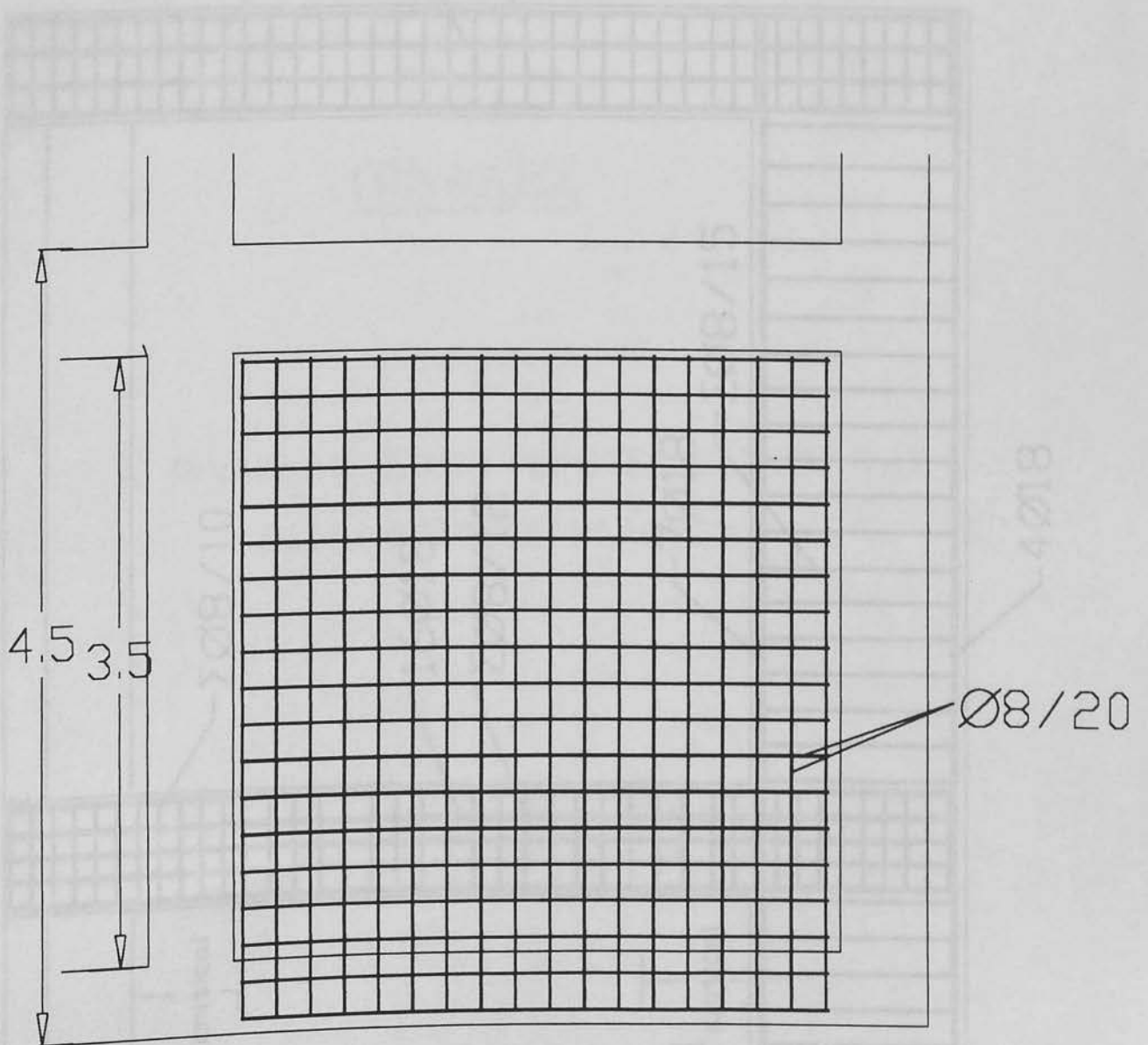


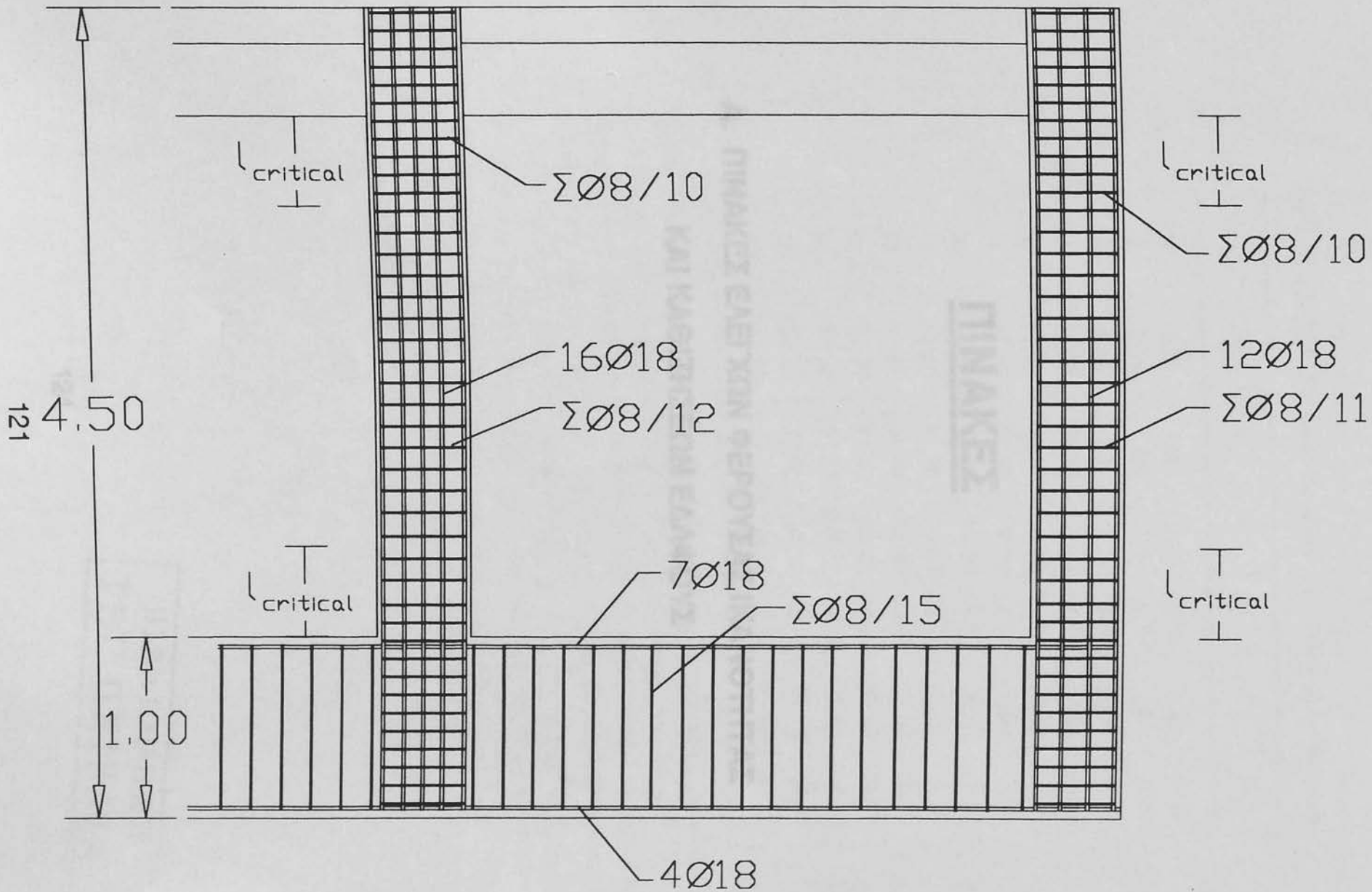
α) Σε κάτοψη



β) Σε τομή

γ) Σε όψη





6. Εσωτερικός & Εξωτερικός κόμβος Υποστυλίου - Δοκού

ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΛΕΓΧΩΝ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ & ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΒΙΙ Συστάσεις κλίσης οδών (από τον Πίνακα ΒΙ)

α	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
0	5.70	1.00	0.00	5.70	1.00	0.00
5	7.30	1.60	0.50	6.70	1.40	0.30
10	9.60	2.3	1.30	8.30	1.90	0.50
15	12.90	4.40	2.50	9.70	2.70	0.90
20	17.70	7.40	5.00	11.80	3.90	1.70
25	23.10	11.20	9.70	14.80	5.60	3.30
30	29.10	15.70	19.70	19.00	8.30	5.70
34	32.60	36.30	35.00	23.70	11.70	9.00
35	57.80	41.40	43.40	35.20	13.60	10.10
40	65.70	81.30	100.80	34.99	20.50	14.80
45	172.30	175.30	297.50	51.20	35.10	37.20
48	258.30	287.90	780.10	66.80	50.50	60.40
50	315.00	315.00	1125.00	81.30	65.60	87.10

ΠΙΝΑΚΕΣ

**Α. ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΛΕΓΧΩΝ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΚΑΙ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ**

Για τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας των οδών με κλίση $\alpha = 20^\circ, 25^\circ$ η φέρουσα ικανότητα του εδάφους που αντιστοιχεί για $\alpha = 20^\circ, 25^\circ$ Η γωνία των τιμών της φέρουσας ικανότητας N και της καθίζησης είναι απαραίτητη για την εκτίμηση των τιμών της φέρουσας ικανότητας. Η τιμή της φέρουσας ικανότητας N και της καθίζησης είναι αντίστοιχα στα βιβλία του εδάφους. Για τον καθορισμό της απαιτούμενης τάσης είναι απαραίτητο η τιμή N να διαφέρει με ένα συντελεστή ασφαλείας γ από το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας σύμφωνα με το Σ. 1.1.5.

ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ
ΤΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ

ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΛΕΓΧΩΝ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ & ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ XII: Συντελεστές φέρουσας ικανότητας Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_{γ}	N'_c	N'_q	N'_{γ}
0	5.70	1.00	0.00	5.70	1.00	0.00
5	7.30	1.60	0.50	6.70	1.40	0.20
10	9.60	2.7	1.20	8.00	1.90	0.50
15	12.90	4.40	2.50	9.70	2.70	0.90
20	17.70	7.40	5.00	11.80	3.90	1.70
25	25.10	12.70	9.70	14.80	5.60	3.20
30	37.20	22.50	19.70	19.00	8.30	5.70
34	52.60	36.50	35.00	23.70	11.70	9.00
35	57.80	41.40	42.40	25.20	12.60	10.10
40	95.70	81.30	100.40	34.90	20.50	18.80
45	172.30	173.30	297.50	51.20	35.10	37.70
48	258.30	287.90	780.10	66.80	50.50	60.40
50	347.50	415.10	1153.20	81.30	65.60	87.10

Για ψηλές τιμές του ϕ οί συντελεστές παίρνουν πολύ μεγάλη τιμή, 4 - 6 φορές μεγαλύτερη από κείνη που αντιστοιχεί για $\phi = 20^\circ - 25^\circ$. Η γνώση των τιμών της ϕ με ακρίβεια (όταν ή ϕ έχει μεγάλες τιμές) είναι απαραίτητη για την εφαρμογή των τύπων της φέρουσας ικανότητας.

Η τιμή της φέρουσας ικανότητας q που υπολογίζεται έτσι αντιστοιχεί στη θραύση του εδάφους. Για τον καθορισμό της επιτρεπόμενης τάσης είναι απαραίτητο ή τιμή q να διαιρεθεί με ένα συντελεστή ασφάλειας ν , που για το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας παίρνει τιμές 2.5 - 3.0, δηλαδή

$$q_{\text{επ}} = \frac{q}{\nu}$$

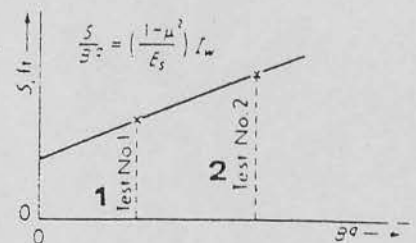
ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΛΕΓΧΩΝ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ & ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.11. Τάξη μεγέθους τῶν τιμῶν τοῦ λόγου τοῦ Poisson μ .

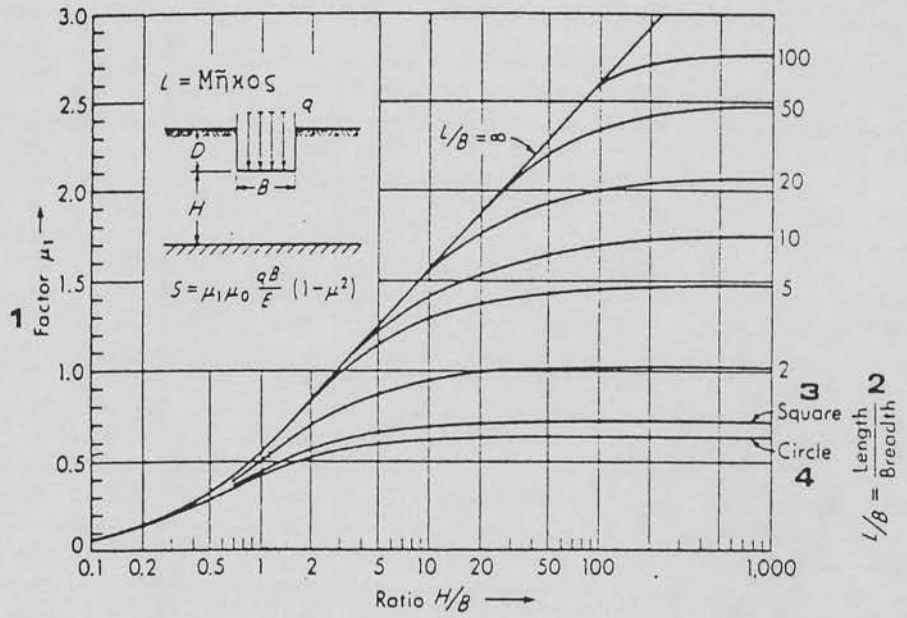
Εἶδος ἐδάφους	μ
Κορεσμένη ἄργιλος	0,4 - 0,5
ἄκόρεστη ἄργιλος	0,1 - 0,3
ἄμμώδης ἄργιλος	0,2 - 0,3
πηλός (ίλύς)	0,3 - 0,35
ἄμμος (πυκνή)	0,2 - 0,4
χοντρόκοκκος (μέ λόγο κενῶν = 0,4 - 0,7)	0,15
λεπτόκοκκος (μέ λόγο κενῶν = 0,4 - 0,7)	0,25
βράχος	0,1 - 0,4 ('Εξαρτᾶται ἀπό τό εἶδος τοῦ πετρώματος)

*Εἶδος	E_s (Kg/cm ²)
Πολύ μαλακή ἄργιλος	4 - 28
Μαλακή ἄργιλος	17 - 42
Μέση ἄργιλος	42 - 84
Σκληρή ἄργιλος	70 - 170
Ἄμμώδης ἄργιλος	280 - 420
Ἰλυώδης ἄμμος	70 - 210
Χαλαρή ἄμμος	105 - 250
Πυκνή ἄμμος	500 ÷ 840
Πυκνό ἄμμοχάλικο	1000 ÷ 2000
Αἰολική γῆ (Loess)	1000 ÷ 1300

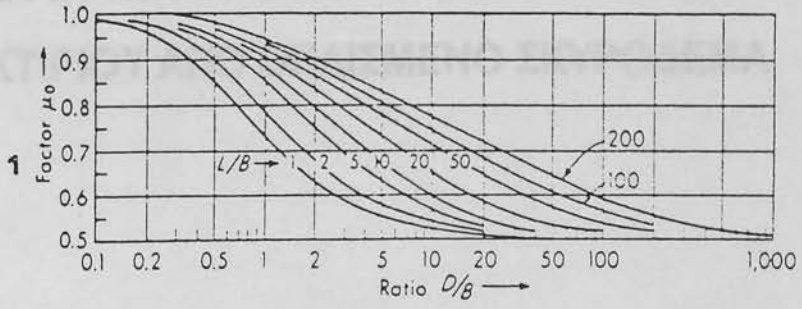
Σχ. 2.20: Γραφική λύση τῆς παραστάσεως $(1-\mu^2)/E_s I_w$ χρησιμοποιώντας δοκιμαστικές φορτίσεις μέ δύο ἢ περισσότερα μέγεθη πλάκας τοῦ ἴσου σχήματος.
1, 2 = δοκιμή



ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΛΕΓΧΩΝ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ & ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ



Β. ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΙΑ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤ



ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΙΝΑΚΑΣ 1

Διάμετροι - Διατομές - Βόρα Ράβδων (αίλιου)

Ø (cm)	Βόρα (cm ²)	1 γράμ.	2 γράμ.	3 γράμ.	4 γράμ.	5 γράμ.	6 γράμ.	7 γράμ.	8 γράμ.	9 γράμ.
5	0,154	0,70	1,39	2,12	2,78	3,48	4,18	4,87	5,57	6,26
6	0,223	0,78	1,57	2,35	3,13	3,92	4,70	5,49	6,27	7,06
8	0,355	0,95	1,91	2,86	3,81	4,76	5,71	6,66	7,61	8,56
10	0,617	0,70	1,39	2,12	2,78	3,48	4,18	4,87	5,57	6,26
12	0,880	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,15	7,69	9,23	10,76	12,30	13,83
16	1,590	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
18	2,050	2,54	5,08	7,62	10,16	12,70	15,24	17,78	20,32	22,85
20	2,470	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26
22	2,950	3,81	7,62	11,34	15,12	19,14	23,16	27,18	31,20	35,22
24	3,490	4,54	9,08	13,62	18,16	23,42	28,46	33,50	38,54	43,58

**Β. ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ
ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 2

ΠΙΝΑΚΑΣ 1

Διάμετροι - Διατομές - Βάρη Ράβδων οπλισμού

Ø mm	Βάρος kg/m									
		1 τεμ.	2 τεμ.	3 τεμ.	4 τεμ.	5 τεμ.	6 τεμ.	7 τεμ.	8 τεμ.	9 τεμ.
5	0,154	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,86
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
18	2,000	2,54	5,08	7,62	10,16	12,70	15,24	17,78	20,32	22,86
20	2,470	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19
28	4,833	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42
32	6,310	8,04	16,08	24,12	32,16	40,40	48,24	56,28	64,32	72,36

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 2

Συνδυασμός Οπλισμών Πλακών								
Αποστάσεις σε cm	διάμετρος ράβδων σε mm							Τεμάχια ανά m
	6	8	10	12	14	16	18	
6.0	4.71	8.38	13.09	18.85	25.66	33.52	42.41	16.7
6.5	4.35	7.73	12.08	17.40	23.68	30.95	39.15	15.4
7.0	4.04	7.18	11.22	16.16	21.99	28.73	36.36	14.3
7.5	3.77	6.70	10.47	15.08	20.52	26.81	33.93	13.4
8.0	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24	25.14	31.81	12.5
8.5	3.33	5.91	9.24	13.31	18.11	23.66	29.94	11.8
9.0	3.14	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.28	11.1
9.5	2.98	5.29	8.27	11.90	16.20	21.17	26.79	10.5
10.0	2.83	5.00	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	10.0
10.5	2.69	4.79	7.48	10.77	14.66	19.15	24.24	9.5
11.0	2.57	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28	23.14	9.1
11.5	2.46	4.37	6.83	9.84	13.39	17.49	22.13	8.7
12.0	2.36	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76	21.21	8.3
12.5	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.09	20.36	8.0
13.0	2.17	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47	19.58	7.7
13.5	2.09	3.72	5.82	8.38	11.40	14.90	18.85	7.4
14.0	2.02	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36	18.18	7.1
14.5	1.95	3.47	5.42	7.80	10.62	13.87	17.55	6.9
15.0	1.89	3.35	5.24	7.54	10.26	13.41	16.97	6.7
15.5	1.82	3.24	5.07	7.30	9.93	12.97	16.42	6.5
16.0	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	15.90	6.3
16.5	1.71	3.05	4.76	6.85	9.33	12.19	15.42	6.1
17.0	1.66	2.96	4.62	6.65	9.05	11.83	14.97	5.9
17.5	1.62	2.87	4.49	6.46	8.79	11.49	14.54	5.7
18.0	1.57	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17	14.14	5.6
18.5	1.53	2.72	4.25	6.11	8.32	10.87	13.76	5.4
19.0	1.49	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58	13.39	5.3
19.5	1.45	2.58	4.03	5.80	7.89	10.31	13.05	5.1
20.0	1.41	2.51	3.93	5.65	7.69	10.05	12.72	5.0

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 3

Μέγιστος αριθμός ράβδων σε μία στρώση

Πλάτος διατομής [cm]	διάμετρος ράβδων							
	12	14	16	18	20	25	28	32
12	2	2	2	1	1	1	1	1
15	3	3	2	2	2	2	2	1
20	4	4	4	4	3	3	2	2
25	6	6	5	5	5	4	3	3
30	7	7	7	6	6	5	4	4
35	9	8	8	8	7	6	5	4
40	11	10	9	9	8	7	6	5
45	12	11	11	10	10	8	7	6
50	14	13	12	11	11	9	8	7
60	17	16	15	14	13	11	10	8
70	20	19	18	17	16	13	11	10
80	23	22	20	19	18	15	13	11

Παραδοχές:

Πάχος επικάλυψης 25 mm, διάμετρος συνδετήρα $\varnothing 8$,
 απόσταση μεταξύ των ράβδων 20mm για $\varnothing 12 + \varnothing 20$,
 25mm για $\varnothing 25$,
 28mm για $\varnothing 28$,
 32mm για $\varnothing 32$.

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 4

Μονάδες μέτρησης

ΣΥΣΤΗΜΑ	SI
Βασικά μεγέθη	
μονάδα μήκους	m
μονάδα μάζας	kg
μονάδα χρόνου	sec
Παράγωγα μεγέθη	
μονάδα δύναμης	1 N = 1 kg • m/sec ² 1 kN = 1000 N
μονάδα τάσης	1 Pa = 1 N/m ² 1 MPa = 10 ⁶ Pa 1 GPa = 10 ⁹ Pa
μονάδα ροπής	1 Nm 1 kNm = 1000 Nm

Τεχνικό Σύστημα

1 kg* = 9.81 N ≅ 10 N 1 kg*/cm² ≅ 0.1 MPa

1 t ≅ 10 kN

1 t/m ≅ 10 kN/m

1 kg*·m ≅ 10 Nm

1 tm ≅ 10 kNm

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 9 - 1

Ποιότητες Σκυροδέματος - Αντοχές

Αντοχές (MPa)	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
Θλιπτική f_{ctk}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Εφελκυστική $f_{ctk 0.05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
Εφελκυστική f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
Εφελκυστική $f_{ctk 0.95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
Διατμητική T_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
Μέτρο Ελαστικότητας E_{cm} (GPa)	26	28	29	31	32	34	35	36	37

Λόγος Poisson	= 0,0 έως 0,2
Συντελεστής Θερμικής Διαστολής	= $10^{-5}/^{\circ}C$
Ιδιο βάρος άοπλου Σκυροδέματος	= 24 kN/m ³
Ιδιο βάρος οπλισμένου Σκυροδέματος	= 25 kN/m ³

ΠΙΝΑΚΑΣ 9 - 2

Επί μέρους συντελεστές Ασφαλείας Σκυροδέματος γ_c

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	γ_c
Αστοχίας	Βασικοί	1,5
	Τυχηματικοί	1,3
	Τυχηματικοί με σεισμό	1,5
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,0

ΠΙΝΑΚΑΣ 20 - 2

Τέμνουσα αντοχής V_w (kN) δοκών απο συνδετήρες

S 400

\emptyset_w	cm	Υψος διατομής h (cm)												
		25.0	30.0	35.0	40.0	45.0	50.0	55.0	60.0	65.0	70.0	80.0	90.0	100.0
Ø8/	30	20.9	26.1	31.3	36.5	41.7	47.0	52.2	57.4	62.6	67.8	78.3	88.7	99.1
	25	25.0	31.3	37.6	43.8	50.1	56.3	62.6	68.9	75.1	81.4	93.9	106.4	119.0
	20	31.3	39.1	47.0	54.8	62.6	70.4	78.3	86.1	93.9	101.7	117.4	133.0	148.7
	19	33.0	41.2	49.4	57.7	65.9	74.1	82.4	90.6	98.9	107.1	123.6	140.0	156.5
	18	34.8	43.5	52.2	60.9	69.6	78.3	87.0	95.7	104.3	113.0	130.4	147.8	165.2
	17	36.8	46.0	55.2	64.5	73.7	82.9	92.1	101.3	110.5	119.7	138.1	156.5	174.9
	16	39.1	48.9	58.7	68.5	78.3	88.0	97.8	107.6	117.4	127.2	146.7	166.3	185.9
	15	41.7	52.2	62.6	73.0	83.5	93.9	104.3	114.8	125.2	135.7	156.5	177.4	198.3
	14	44.7	55.9	67.1	78.3	89.4	100.6	111.8	123.0	134.2	145.3	167.7	190.1	212.4
	13	48.2	60.2	72.2	84.3	96.3	108.4	120.4	132.4	144.5	156.5	180.6	204.7	228.8
	12	52.2	65.2	78.3	91.3	104.3	117.4	130.4	143.5	156.5	169.6	195.7	221.7	247.8
	11	56.9	71.1	85.4	99.6	113.8	128.1	142.3	156.5	170.8	185.0	213.4	241.9	270.4
	10	62.6	78.3	93.9	109.6	125.2	140.9	156.5	172.2	187.8	203.5	234.8	266.1	297.4
	9	69.6	87.0	104.3	121.7	139.1	156.5	173.9	191.3	208.7	226.1	260.9	295.7	330.4
	8	78.3	97.8	117.4	137.0	156.5	176.1	195.7	215.2	234.8	254.3	293.5	332.6	371.7
7	89.4	111.8	134.2	156.5	178.9	201.2	223.6	246.0	268.3	290.7	335.4	380.1	424.8	
Ø10/	30	33.0	41.2	49.5	57.7	65.9	74.2	82.4	90.7	98.9	107.2	123.7	140.1	156.6
	25	39.6	49.5	59.4	69.2	79.1	89.0	98.9	108.8	118.7	128.6	148.4	168.2	188.0
	20	49.5	61.8	74.2	86.6	98.9	111.3	123.7	136.0	148.4	160.7	185.5	210.2	234.9
	19	52.1	65.1	78.1	91.1	104.1	117.1	130.2	143.2	156.2	169.2	195.2	221.3	247.3
	18	55.0	68.7	82.4	96.2	109.9	123.7	137.4	151.1	164.9	178.6	206.1	233.6	261.0
	17	58.2	72.7	87.3	101.8	116.4	130.9	145.5	160.0	174.6	189.1	218.2	247.3	276.4
	16	61.8	77.3	92.7	108.2	123.7	139.1	154.6	170.0	185.5	200.9	231.8	262.8	293.7
	15	65.9	82.4	98.9	115.4	131.9	148.4	164.9	181.4	197.8	214.3	247.3	280.3	313.3
	14	70.7	88.3	106.0	123.7	141.3	159.0	176.6	194.3	212.0	229.6	265.0	300.3	335.6
	13	76.1	95.1	114.1	133.2	152.2	171.2	190.2	209.3	228.3	247.3	285.4	323.4	361.4
	12	82.4	103.0	123.7	144.3	164.9	185.5	206.1	226.7	247.3	267.9	309.1	350.3	391.6
	11	89.9	112.4	134.9	157.4	179.9	202.3	224.8	247.3	269.8	292.3	337.2	382.2	427.2
	10	98.9	123.7	148.4	173.1	197.8	222.6	247.3	272.0	296.8	321.5	371.0	420.4	469.9
	9	109.9	137.4	164.9	192.3	219.8	247.3	274.8	302.3	329.7	357.2	412.2	467.1	522.1
	8	123.7	154.6	185.5	216.4	247.3	278.2	309.1	340.0	371.0	401.9	463.7	525.5	587.3
7	141.3	176.6	212.0	247.3	282.6	318.0	353.3	388.6	424.0	459.3	529.9	600.6	671.3	

Παραδοχές:

- Διμήτρη συνδετήρες

- $d_s = 5$ cm

- $e_{\text{οριακό}} = \min [h/3, 20\emptyset_w, 20\text{cm}]$ (όρια της κλίμακας)

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 22

Επιτρεπόμενα Ποσοστά Οπλισμού Δοκών
σε οριακή κατάσταση αστοχίας ($\gamma_c=1.5$, $\gamma_s=1.15$)

S 400	ρ_{min} (%)	ρ_{max} (%) ανοιγμάτων	ρ_{max} (%) στηρίξεων	
			$\rho'/\rho=0.50$	$\rho'/\rho=1.00$
C 12/15	0,200	4,000	0,897	1,645
C 16/20	0,238	4,000	1,147	2,012
C 20/25	0,275	4,000	1,396	2,012
C 25/30	0,325	4,000	1,707	2,012
C 30/37	0,363	4,000	2,012	2,012
C 35/45	0,400	4,000	2,012	2,012
C 40/50	0,438	4,000	2,012	2,012
C 45/55	0,475	4,000	2,012	2,012
C 50/60	0,513	4,000	2,012	2,012

S 500	ρ_{min} (%)	ρ_{max} (%) ανοιγμάτων	ρ_{max} (%) στηρίξεων	
			$\rho'/\rho=0.50$	$\rho'/\rho=1.00$
C 12/15	0,160	4,000	0,748	1,346
C 16/20	0,190	4,000	0,947	1,610
C 20/25	0,220	4,000	1,147	1,610
C 25/30	0,260	4,000	1,396	1,610
C 30/37	0,290	4,000	1,610	1,610
C 35/45	0,320	4,000	1,610	1,610
C 40/50	0,350	4,000	1,610	1,610
C 45/55	0,380	4,000	1,610	1,610
C 50/60	0,410	4,000	1,610	1,610

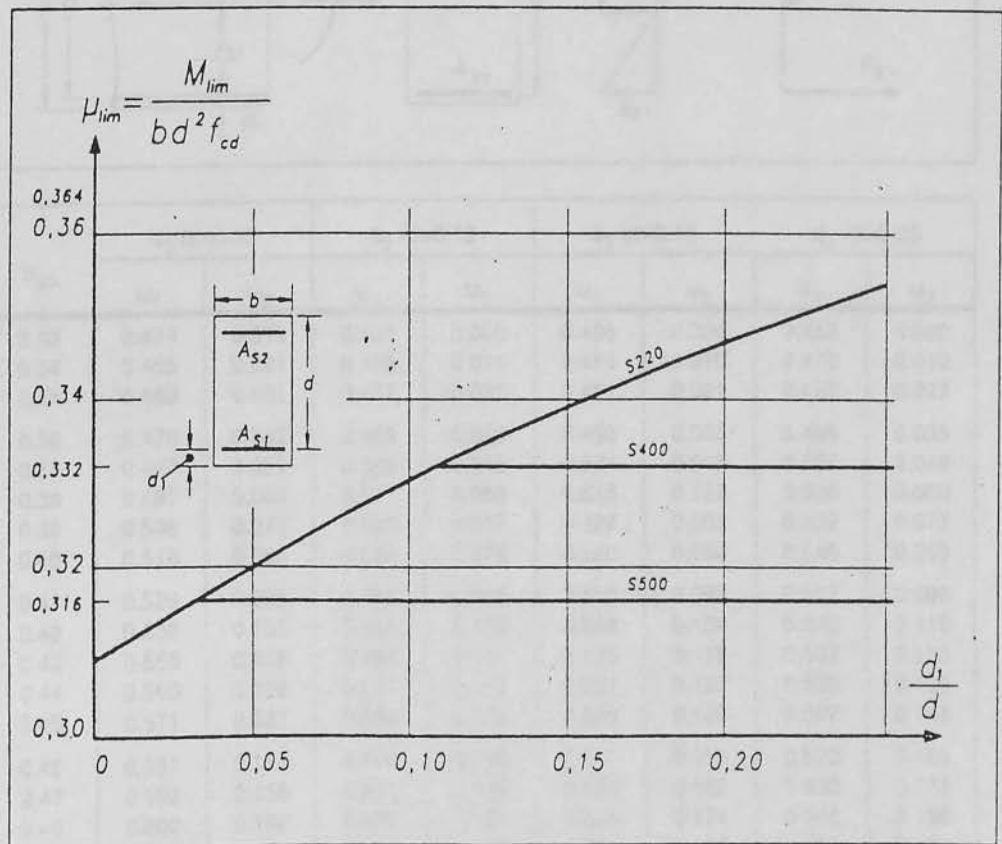
$$\rho_{min} = \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{max} = 0,65 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{\rho'}{\rho} + 0,0015 \leq \frac{7}{f_{yd}}$$

ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΙΝΑΚΑΣ 25

Ανηγγόμενη ροπή μ_{lim}
(Σε συνάρτηση με ποιότητα χάλυβα και λόγο d_1/d)

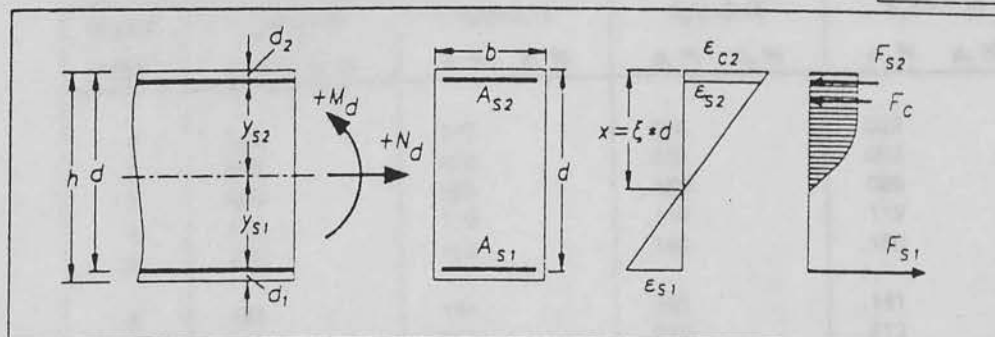


ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΙΝΑΚΑΣ 26 - 3

ΓΕΝΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΕΒ

S 400



μ_{sd}	$d_2/d=0.05$		$d_2/d=0.10$		$d_2/d=0.15$		$d_2/d=0.20$	
	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
0.33	0.444	0.010	0.455	0.000	0.455	0.000	0.455	0.000
0.34	0.455	0.021	0.466	0.011	0.469	0.010	0.470	0.010
0.35	0.466	0.031	0.477	0.023	0.481	0.021	0.482	0.023
0.36	0.476	0.042	0.489	0.034	0.493	0.033	0.495	0.035
0.37	0.487	0.052	0.500	0.045	0.504	0.045	0.507	0.048
0.38	0.497	0.063	0.511	0.056	0.516	0.057	0.520	0.060
0.39	0.508	0.073	0.522	0.067	0.528	0.068	0.532	0.073
0.40	0.518	0.084	0.533	0.078	0.540	0.080	0.545	0.085
0.41	0.529	0.095	0.544	0.089	0.552	0.092	0.557	0.098
0.42	0.539	0.105	0.555	0.100	0.563	0.104	0.570	0.110
0.43	0.550	0.116	0.566	0.111	0.575	0.115	0.582	0.123
0.44	0.560	0.126	0.577	0.123	0.587	0.127	0.595	0.135
0.45	0.571	0.137	0.589	0.134	0.599	0.139	0.607	0.148
0.46	0.581	0.147	0.600	0.145	0.610	0.151	0.620	0.160
0.47	0.592	0.158	0.611	0.156	0.622	0.162	0.633	0.173
0.48	0.602	0.168	0.622	0.167	0.634	0.174	0.645	0.185
0.49	0.613	0.179	0.633	0.178	0.646	0.186	0.657	0.198
0.50	0.623	0.189	0.644	0.189	0.657	0.198	0.670	0.210

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 27 - 09

S400 C16

M_w/bd^2 [MPa]	$d_z/d=0,05$		$d_z/d=0,10$		$d_z/d=0,15$		$d_z/d=0,20$	
	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %
.1	.029		.029		.029		.029	
.2	.059		.059		.059		.059	
.3	.089		.089		.089		.089	
.4	.119		.119		.119		.119	
.5	.150		.150		.150		.150	
.6	.181		.181		.181		.181	
.7	.212		.212		.212		.212	
.8	.243		.243		.243		.243	
.9	.275		.275		.275		.275	
1.0	.308		.308		.308		.308	
1.1	.340		.340		.340		.340	
1.2	.374		.374		.374		.374	
1.3	.407		.407		.407		.407	
1.4	.442		.442		.442		.442	
1.5	.477		.477		.477		.477	
1.6	.512		.512		.512		.512	
1.7	.548		.548		.548		.548	
1.8	.585		.585		.585		.585	
1.9	.623		.623		.623		.623	
2.0	.661		.661		.661		.661	
2.1	.700		.700		.700		.700	
2.2	.741		.741		.741		.741	
2.3	.782		.782		.782		.782	
2.4	.824		.824		.824		.824	
2.5	.867		.867		.867		.867	
2.6	.911		.911		.911		.911	
2.7	.957		.957		.957		.957	
2.8	1.004		1.004		1.004		1.004	
2.9	1.052		1.052		1.052		1.052	
3.0	1.102		1.102		1.102		1.102	

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 27 - 09

(Συνέχεια)

S400 C16

M_w/bd^2 [MPa]	$d_z/d=0,05$		$d_z/d=0,10$		$d_z/d=0,15$		$d_z/d=0,20$	
	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %
3.1	1.154		1.154		1.154		1.154	
3.2	1.207		1.207		1.207		1.207	
3.3	1.263		1.263		1.263		1.263	
3.4	1.322		1.322		1.322		1.322	
3.5	1.357	.025	1.384		1.384		1.384	
3.6	1.387	.056	1.421	.026	1.430	.020	1.431	.021
3.7	1.418	.086	1.453	.058	1.464	.054	1.467	.057
3.8	1.448	.116	1.485	.090	1.497	.088	1.503	.093
3.9	1.478	.146	1.517	.122	1.531	.122	1.539	.129
4.0	1.508	.177	1.549	.154	1.565	.155	1.575	.165
4.1	1.539	.207	1.581	.186	1.599	.189	1.611	.201
4.2	1.569	.237	1.613	.218	1.633	.223	1.647	.237
4.3	1.599	.268	1.645	.250	1.667	.257	1.683	.273
4.4	1.629	.298	1.677	.282	1.700	.291	1.718	.309
4.5	1.660	.328	1.709	.314	1.734	.324	1.754	.345
4.6	1.690	.358	1.741	.346	1.768	.358	1.790	.381
4.7	1.720	.389	1.773	.378	1.802	.392	1.826	.417
4.8	1.750	.419	1.805	.410	1.836	.426	1.862	.453
4.9	1.781	.449	1.837	.441	1.869	.460	1.898	.488
5.0	1.811	.479	1.868	.473	1.903	.494	1.934	.524
5.1	1.841	.510	1.900	.505	1.937	.527	1.970	.560
5.2	1.872	.540	1.932	.537	1.971	.561	2.006	.596
5.3	1.902	.570	1.964	.569	2.005	.595	2.042	.632
5.4	1.932	.600	1.996	.601	2.039	.629	2.078	.668
5.5	1.962	.631	2.028	.633	2.072	.663	2.114	.704
5.6	1.993	.661	2.060	.665	2.106	.697	2.150	.740
5.7	2.023	.691	2.092	.697	2.140	.730	2.186	.776
5.8	2.053	.721	2.124	.729	2.174	.764	2.222	.812
5.9	2.083	.752	2.156	.761	2.208	.798	2.258	.848
6.0	2.114	.782	2.188	.793	2.242	.832	2.293	.884
6.1	2.144	.812	2.220	.825	2.275	.866	2.329	.920
6.2	2.174	.843	2.252	.857	2.309	.899	2.365	.956
6.3	2.204	.873	2.284	.889	2.343	.933	2.401	.992
6.4	2.235	.903	2.316	.921	2.377	.967	2.437	1.028
6.5	2.265	.933	2.348	.953	2.411	1.001	2.473	1.063

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 27 - 09

(Συνέχεια)

S400 C16

S400 C16

M_x/bd^2 [MPa]	$d_x/d=0,05$		$d_x/d=0,10$		$d_x/d=0,15$		$d_x/d=0,20$	
	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %
6.6	2.295	.964	2.380	.985	2.444	1.035	2.509	1.099
6.7	2.325	.994	2.412	1.016	2.478	1.069	2.545	1.135
6.8	2.356	1.024	2.443	1.048	2.512	1.102	2.581	1.171
6.9	2.386	1.054	2.475	1.080	2.546	1.136	2.617	1.207
7.0	2.416	1.085	2.507	1.112	2.580	1.170	2.653	1.243
7.1	2.447	1.115	2.539	1.144	2.614	1.204	2.689	1.279
7.2	2.477	1.145	2.571	1.176	2.647	1.238	2.725	1.315
7.3	2.507	1.175	2.603	1.208	2.681	1.272	2.761	1.351
7.4	2.537	1.206	2.635	1.240	2.715	1.305	2.797	1.387
7.5	2.568	1.236	2.667	1.272	2.749	1.339	2.833	1.423
7.6	2.598	1.266	2.699	1.304	2.783	1.373	2.868	1.459
7.7	2.628	1.296	2.731	1.336	2.817	1.407	2.904	1.495
7.8	2.658	1.327	2.763	1.368	2.850	1.441	2.940	1.531
7.9	2.689	1.357	2.795	1.400	2.884	1.474	2.976	1.567
8.0	2.719	1.387	2.827	1.432	2.918	1.508	3.012	1.603
8.1	2.749	1.418	2.859	1.464	2.952	1.542	3.048	1.638
8.2	2.779	1.448	2.891	1.496	2.986	1.576	3.084	1.674
8.3	2.810	1.478	2.923	1.528	3.019	1.610	3.120	1.710
8.4	2.840	1.508	2.955	1.560	3.053	1.644	3.156	1.746
8.5	2.870	1.539	2.987	1.591	3.087	1.677	3.192	1.782
8.6	2.900	1.569	3.018	1.623	3.121	1.711	3.228	1.818
8.7	2.931	1.599	3.050	1.655	3.155	1.745	3.264	1.854
8.8	2.961	1.629	3.082	1.687	3.189	1.779	3.300	1.890
8.9	2.991	1.660	3.114	1.719	3.222	1.813	3.336	1.926
9.0	3.022	1.690	3.146	1.751	3.256	1.847	3.372	1.962
9.1	3.052	1.720	3.178	1.783	3.290	1.880	3.408	1.998
9.2	3.082	1.750	3.210	1.815	3.324	1.914	3.443	2.034
9.3	3.112	1.781	3.242	1.847	3.358	1.948	3.479	2.070
9.4	3.143	1.811	3.274	1.879	3.392	1.982	3.515	2.106
9.5	3.173	1.841	3.306	1.911	3.425	2.016	3.551	2.142

**ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΙΝΑΚΑΣ 27 - 09

(Συνέχεια)

S400 C16

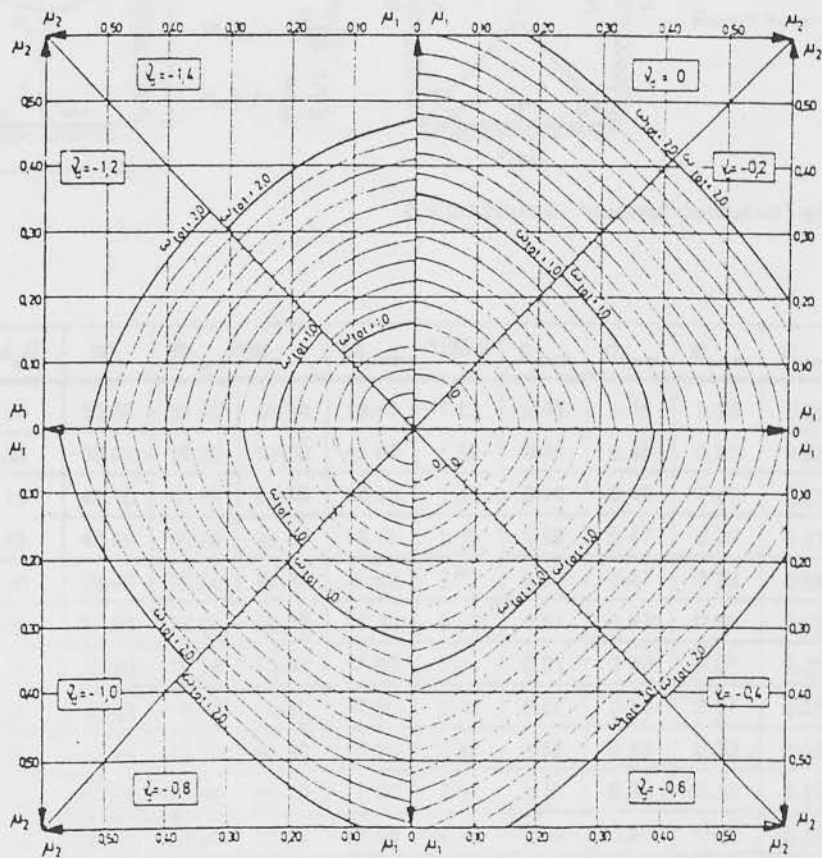
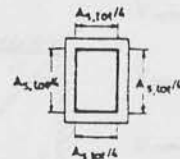
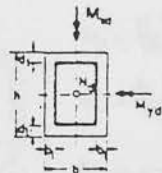
M_{ed}/bd^2 [MPa]	$d_r/d=0,05$		$d_r/d=0,10$		$d_r/d=0,15$		$d_r/d=0,20$	
	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %	ρ_1 %	ρ_2 %
9.6	3.203	1.871	3.338	1.943	3.459	2.049	3.587	2.178
9.7	3.233	1.902	3.370	1.975	3.493	2.083	3.623	2.213
9.8	3.264	1.932	3.402	2.007	3.527	2.117	3.659	2.249
9.9	3.294	1.962	3.434	2.039	3.561	2.151	3.695	2.285
10.0	3.324	1.993	3.466	2.071	3.594	2.185	3.731	2.321
10.1	3.354	2.023	3.498	2.103	3.628	2.219	3.767	2.357
10.2	3.385	2.053	3.530	2.135	3.662	2.252	3.803	2.393
10.3	3.415	2.083	3.562	2.166	3.696	2.286	3.839	2.429
10.4	3.445	2.114	3.593	2.198	3.730	2.320	3.875	2.465
10.5	3.475	2.144	3.625	2.230	3.764	2.354	3.911	2.501
10.6	3.506	2.174	3.657	2.262	3.797	2.388	3.947	2.537
10.7	3.536	2.204	3.689	2.294	3.831	2.422	3.983	2.573
10.8	3.566	2.235	3.721	2.326	3.865	2.455		
10.9	3.597	2.265	3.753	2.358	3.899	2.489		
11.0	3.627	2.295	3.785	2.390	3.933	2.523		
11.1	3.657	2.325	3.817	2.422	3.967	2.557		
11.2	3.687	2.356	3.849	2.454				
11.3	3.718	2.386	3.881	2.486				
11.4	3.748	2.416	3.913	2.518				
11.5	3.778	2.446	3.945	2.550				
11.6	3.808	2.477	3.977	2.582				
11.7	3.839	2.507						
11.8	3.869	2.537						
11.9	3.899	2.568						
12.0	3.929	2.598						
12.1	3.960	2.628						
12.2	3.990	2.658						

ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΙΝΑΚΑΣ 30 - 6

Διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη
2η περίπτωση κατανομής οπλισμού

S 400
d, h = b, b = 0.10



$$\mu_{yd} = \frac{|M_{yd}|}{bh^2 f_{cd}} \quad \text{εάν} \quad \mu_{yd} > \mu_{xd} \rightarrow \mu_1 = \mu_{yd}, \quad \mu_2 = \mu_{xd}$$

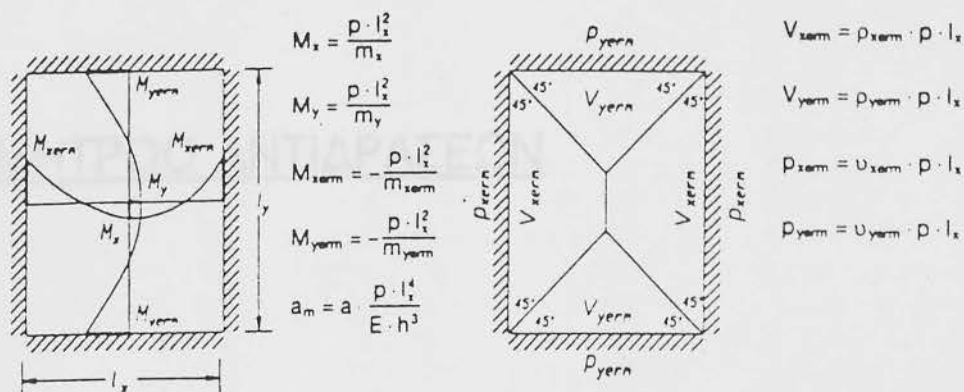
$$\mu_{xd} = \frac{|M_{xd}|}{b^2 h f_{cd}} \quad \text{εάν} \quad \mu_{yd} < \mu_{xd} \rightarrow \mu_1 = \mu_{xd}, \quad \mu_2 = \mu_{yd}$$

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

ΠΙΝΑΚΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΙΝΑΚΑΣ 51

Τετραέρειστες πλάκες, με πλήρη πάκτωση των τεσσάρων παρυφών



p_x = ισοδύναμο *ομοιομορφισμένο* φορτίο

$\epsilon = l_y / l_x$	m_x	$m_{x,erm}$	m_y	$m_{y,erm}$	100 a	$\rho_{x,erm}$	$\rho_{y,erm}$	$u_{x,erm}$	$u_{y,erm}$
1.00	56.80	19.40	56.80	19.40	1.52	0.45	0.45	0.25	0.25
1.05	50.60	18.20	58.20	18.80	1.67	0.46	0.45	0.26	0.25
1.10	46.10	17.10	60.30	18.40	1.81	0.48	0.46	0.27	0.25
1.15	42.40	16.30	62.60	18.10	1.95	0.49	0.47	0.28	0.25
1.20	39.40	15.50	65.80	17.90	2.07	0.50	0.47	0.29	0.25
1.25	37.00	14.90	69.40	17.70	2.19	0.51	0.47	0.30	0.25
1.30	34.80	14.50	73.60	17.60	2.30	0.51	0.48	0.31	0.25
1.35	33.30	14.00	78.40	17.50	2.40	0.52	0.48	0.31	0.25
1.40	31.90	13.70	83.40	17.50	2.48	0.52	0.48	0.32	0.25
1.45	30.60	13.40	89.40	17.50	2.57	0.52	0.48	0.33	0.25
1.50	29.60	13.20	93.50	17.50	2.64	0.52	0.47	0.33	0.25
1.60	28.10	12.80	98.10	17.50	2.77	0.52	0.47	0.34	0.25
1.70	26.90	12.50	101.30	17.50	2.87	0.52	0.47	0.35	0.25
1.80	26.00	12.30	103.30	17.50	2.94	0.52	0.47	0.36	0.25
1.90	25.40	12.10	104.60	17.50	3.00	0.52	0.47	0.37	0.25
2.00	25.00	12.00	105.00	17.50	3.04	0.52	0.47	0.38	0.25

ΜΗΤΡΩΟ ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΩΝ

DT	TA	TR	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	F ₆
1	1	A	0,00	0,00	177,22	-0,00	0,00	0,00
		D	0,00	0,00	14,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	-14,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	25,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	-25,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	24,00	0,00	0,00	0,00
1	2	C	0,00	-0,00	221,11	2,00	0,00	0,00
		D	0,00	-0,00	44,00	1,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	-0,00	-44,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	78,00	-12,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	2,00	-0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	21,00	+12,00	0,00	0,00
5	3	B	0,00	0,00	216,00	2,00	0,00	0,00
		D	0,00	-0,00	42,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	-0,00	-42,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	78,00	-12,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	2,00	-0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	21,00	+12,00	0,00	0,00
1	4	E	0,00	-0,00	216,00	2,00	0,00	0,00
		D	0,00	-0,00	42,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	-42,00	-0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	78,00	-12,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	2,00	-0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	21,00	+12,00	0,00	0,00
5	5	D	0,00	-0,00	216,00	2,00	0,00	0,00
		D	0,00	-0,00	42,00	1,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	-42,00	-0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	78,00	-12,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	2,00	-0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	21,00	+12,00	0,00	0,00
5	6	B	0,00	0,00	177,22	0,00	0,00	0,00
		D	0,00	0,00	14,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	-14,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	25,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	-25,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	24,00	0,00	0,00	0,00
5	7	B	2,00	0,00	221,11	0,00	2,00	0,00
		D	1,00	0,00	44,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	-1,00	0,00	-44,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	15,00	0,00	78,00	0,00	12,00	0,00
		EVI	-0,00	0,00	2,00	0,00	-0,00	0,00
		EVI	-0,00	0,00	21,00	0,00	+12,00	0,00
5	8	B	-0,42	0,00	216,00	-0,00	-0,00	-0,00
		D	-0,00	0,00	42,00	-0,00	-0,00	-0,00
		EVI	0,00	0,00	-42,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	13,00	0,00	78,00	0,00	11,00	0,00
		EVI	-0,00	0,00	2,00	0,00	-0,00	-0,00
		EVI	-0,00	0,00	21,00	0,00	+12,00	0,00
5	9	B	13,00	0,00	216,00	0,00	13,00	0,00
		D	1,00	0,00	42,00	-12,00	0,00	-0,00
		EVI	-0,00	0,00	-42,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	19,00	0,00	78,00	-0,00	12,00	+0,00
		EVI	-0,00	0,00	2,00	-0,00	-0,00	-0,00
		EVI	-0,00	0,00	21,00	-0,00	+12,00	0,00
5	10	B	0,00	0,00	177,22	-0,00	0,00	0,00
		D	0,00	0,00	14,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	-14,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	25,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	-25,00	0,00	0,00	0,00
		EVI	0,00	0,00	24,00	0,00	0,00	0,00

ΜΗΤΡΩΟ ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΩΝ

MHTPOO ANTIOΦAΣEON

A/A	ΣΤ	ΤΑ	ΤΦ	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	1	1	Ε	0.00	0.00	137.32	0.00	0.00	0.00
			Θ	0.00	0.00	14.56	0.00	0.00	0.00
			Σx1	0.00	0.00	-26.67	0.00	0.00	0.00
			Σy1	0.00	0.00	25.52	0.00	0.00	0.00
			Σx2	0.00	0.00	-28.33	0.00	0.00	0.00
			Σy2	0.00	0.00	26.80	0.00	0.00	0.00
2	1	2	Ε	0.00	-3.07	221.11	2.88	0.00	0.00
			Θ	0.00	-1.11	44.33	1.04	0.00	0.00
			Σx1	0.00	-0.78	-1.79	0.65	0.00	0.00
			Σy1	0.00	15.05	35.38	-13.45	0.00	0.00
			Σx2	0.00	0.92	2.68	-0.92	0.00	0.00
			Σy2	0.00	13.68	31.70	-12.18	0.00	0.00
3	1	3	Ε	0.00	-2.98	216.59	2.81	0.00	0.00
			Θ	0.00	-1.07	42.40	1.01	0.00	0.00
			Σx1	0.00	-0.26	-0.74	0.21	0.00	0.00
			Σy1	0.00	14.00	34.21	-12.14	0.00	0.00
			Σx2	0.00	0.31	0.72	-0.30	0.00	0.00
			Σy2	0.00	13.54	33.01	-11.73	0.00	0.00
4	1	4	Ε	0.00	-2.98	216.59	2.81	0.00	0.00
			Θ	0.00	-1.07	42.40	1.01	0.00	0.00
			Σx1	0.00	0.25	0.73	-0.21	0.00	0.00
			Σy1	0.00	13.54	33.00	-11.72	0.00	0.00
			Σx2	0.00	-0.31	-0.71	0.30	0.00	0.00
			Σy2	0.00	13.99	34.19	-12.14	0.00	0.00
5	1	5	Ε	0.00	-3.07	221.11	2.88	0.00	0.00
			Θ	0.00	-1.11	44.33	1.04	0.00	0.00
			Σx1	0.00	0.78	1.77	-0.65	0.00	0.00
			Σy1	0.00	13.64	31.65	-12.16	0.00	0.00
			Σx2	0.00	-0.92	-2.67	0.92	0.00	0.00
			Σy2	0.00	15.03	35.33	-13.43	0.00	0.00
6	1	6	Ε	0.00	0.00	137.32	0.00	0.00	0.00
			Θ	0.00	0.00	14.56	0.00	0.00	0.00
			Σx1	0.00	0.00	26.69	0.00	0.00	0.00
			Σy1	0.00	0.00	26.82	0.00	0.00	0.00
			Σx2	0.00	0.00	28.31	0.00	0.00	0.00
			Σy2	0.00	0.00	25.54	0.00	0.00	0.00
7	1	7	Ε	2.90	0.00	220.33	0.00	2.73	0.00
			Θ	1.05	0.00	43.84	0.00	0.98	0.00
			Σx1	13.34	0.00	-32.10	0.00	11.68	0.00
			Σy1	1.02	0.00	-3.06	0.00	0.97	0.00
			Σx2	15.64	0.00	-38.41	0.00	13.79	0.00
			Σy2	-0.87	0.00	2.09	0.00	-0.76	0.00
8	1	8	Ε	-0.42	0.45	390.55	-0.41	-0.39	-0.00
			Θ	-0.18	0.19	111.17	-0.18	-0.17	-0.00
			Σx1	13.04	-0.73	0.65	0.60	11.50	-0.01
			Σy1	1.03	14.77	-0.62	-13.29	0.99	-0.01
			Σx2	15.32	0.95	0.70	-0.96	13.59	-0.01
			Σy2	-0.84	15.40	-0.64	-12.03	-0.72	-0.01
9	1	9	Ε	0.01	0.36	376.12	-0.32	0.01	-0.00
			Θ	0.00	0.15	105.05	-0.14	0.00	-0.00
			Σx1	13.07	-0.25	0.01	0.20	11.54	-0.01
			Σy1	0.98	13.69	-0.64	-11.93	0.92	-0.00

			Σx2	15.35	0.31	-0.00	-0.30	13.65	-0.01
			Σv2	-0.88	13.24	-0.62	-11.52	-0.79	-0.00
10	1	10	G	-0.01	0.36	376.12	-0.32	-0.01	0.00
			G	-0.00	0.15	105.05	-0.14	-0.00	0.00
			Σx1	13.07	0.25	-0.02	-0.20	11.56	-0.01
			Σy1	0.91	13.23	-0.62	-11.52	0.82	0.00
			Σx2	15.35	-0.31	0.01	0.30	13.65	-0.01
			Σv2	-0.95	13.68	-0.64	-11.93	-0.69	0.00
11	1	11	G	0.42	0.45	390.55	-0.41	0.39	0.00
			G	0.18	0.19	111.17	-0.18	0.17	0.00
			Σx1	13.04	0.73	-0.66	-0.60	11.50	-0.01
			Σv1	0.87	13.38	-0.64	-12.01	0.75	0.01
			Σx2	15.32	-0.95	-0.70	0.96	13.59	-0.01
			Σv2	-1.00	14.75	-0.62	-13.27	-0.96	0.01
12	1	12	G	-2.90	0.00	220.33	0.00	-2.73	0.00
			G	-1.05	0.00	43.64	0.00	-0.98	0.00
			Σx1	13.34	0.00	32.12	0.00	11.68	0.00
			Σv1	0.90	0.00	2.17	0.00	0.78	0.00
			Σx2	15.65	0.00	38.39	0.00	13.79	0.00
			Σv2	-0.99	0.00	-2.98	0.00	-0.95	0.00
13	1	13	G	2.84	0.00	216.16	0.00	2.67	0.00
			G	1.02	0.00	42.05	0.00	0.96	0.00
			Σx1	12.97	0.00	-33.79	0.00	10.78	0.00
			Σv1	0.49	0.00	-1.39	0.00	0.45	0.00
			Σx2	14.10	0.00	-36.90	0.00	11.80	0.00
			Σv2	-0.44	0.00	1.25	0.00	-0.38	0.00
14	1	14	G	-0.36	-0.01	376.40	0.01	-0.33	-0.00
			G	-0.16	-0.00	105.17	0.01	-0.14	-0.00
			Σx1	12.60	-0.78	0.65	0.67	10.51	-0.01
			Σy1	0.48	14.81	0.02	-13.36	0.45	-0.01
			Σx2	13.71	0.90	0.71	-0.88	11.52	-0.01
			Σv2	-0.43	13.44	-0.02	-12.10	-0.38	-0.01
15	1	15	G	0.01	-0.02	365.15	0.02	0.01	-0.00
			G	0.00	-0.01	100.42	0.01	0.00	-0.00
			Σx1	12.63	-0.26	0.00	0.22	10.58	-0.01
			Σy1	0.47	13.74	-0.00	-12.04	0.44	-0.00
			Σx2	13.75	0.30	0.01	-0.29	11.59	-0.01
			Σv2	-0.44	13.29	0.00	-11.62	-0.40	-0.00
16	1	16	G	-0.01	-0.02	365.15	0.02	-0.01	0.00
			G	-0.00	-0.01	100.42	0.01	-0.00	0.00
			Σx1	12.63	0.26	-0.00	-0.22	10.58	-0.01
			Σv1	0.46	13.28	0.00	-11.62	0.41	0.00
			Σx2	13.75	-0.30	-0.00	0.29	11.59	-0.01
			Σv2	-0.46	13.74	-0.00	-12.03	-0.42	0.00
17	1	17	G	0.36	-0.01	376.40	0.01	0.33	0.00
			G	0.16	-0.00	105.17	0.01	0.14	0.00
			Σx1	12.60	0.78	-0.65	-0.67	10.51	-0.01
			Σv1	0.45	13.42	-0.02	-12.08	0.39	0.01
			Σx2	13.71	-0.90	-0.71	0.88	11.52	-0.01
			Σv2	-0.47	14.79	0.02	-13.34	-0.43	0.01
18	1	18	G	-2.84	0.00	216.16	0.00	-2.67	0.00
			G	-1.02	0.00	42.05	0.00	-0.96	0.00
			Σx1	12.97	0.00	33.79	0.00	10.78	0.00

			Σv1	0.45	0.00	1.29	0.00	0.40	0.00
			Σx2	14.10	0.00	36.89	0.00	11.60	0.00
			Σv2	-0.48	0.00	-1.25	0.00	-0.44	0.00
19	1	19	Β	2.84	0.00	216.10	0.00	2.67	0.00
			Θ	1.02	0.00	42.03	0.00	0.96	0.00
			Σx1	13.21	0.00	-35.35	0.00	10.79	0.00
			Σv1	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
			Σx2	13.21	0.00	-35.35	0.00	10.79	0.00
			Σv2	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00
20	1	20	Β	-0.36	0.00	376.26	-0.00	-0.32	-0.00
			Θ	-0.15	0.00	105.12	-0.00	-0.14	-0.00
			Σx1	12.81	-0.85	0.68	0.78	10.50	-0.00
			Σv1	0.00	14.83	-0.00	-13.39	0.00	-0.01
			Σx2	12.81	0.63	0.68	-0.77	10.50	0.00
			Σy2	-0.00	13.46	0.00	-12.13	-0.00	-0.01
21	1	21	Β	0.01	0.00	365.05	-0.00	0.01	-0.00
			Θ	0.00	0.00	100.38	-0.00	0.01	-0.00
			Σx1	12.84	-0.28	0.00	0.26	10.56	-0.00
			Σv1	0.00	13.78	-0.00	-12.09	0.00	-0.00
			Σx2	12.84	0.27	0.00	-0.25	10.56	0.00
			Σy2	-0.00	13.33	0.00	-11.67	-0.00	-0.00
22	1	22	Β	-0.01	0.00	365.05	-0.00	-0.01	0.00
			Θ	-0.00	0.00	100.38	-0.00	-0.01	0.00
			Σx1	12.84	0.28	-0.00	-0.26	10.56	-0.00
			Σv1	0.00	13.32	0.00	-11.67	0.00	0.00
			Σx2	12.84	-0.27	-0.00	0.25	10.56	0.00
			Σy2	-0.00	13.77	-0.00	-12.08	-0.00	0.00
23	1	23	Β	0.36	0.00	376.26	-0.00	0.32	0.00
			Θ	0.15	0.00	105.12	-0.00	0.14	0.00
			Σx1	12.81	0.85	-0.68	-0.78	10.50	-0.00
			Σv1	0.00	13.44	0.00	-12.11	0.00	0.00
			Σx2	12.81	-0.63	-0.68	0.76	10.50	0.00
			Σy2	-0.00	14.81	-0.00	-13.37	-0.00	0.01
24	1	24	Β	-2.84	0.00	216.10	0.00	-2.67	0.00
			Θ	-1.02	0.00	42.03	0.00	-0.96	0.00
			Σx1	13.21	0.00	35.35	0.00	10.79	0.00
			Σv1	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
			Σx2	13.21	0.00	35.35	0.00	10.79	0.00
			Σv2	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00
25	1	25	Β	2.84	0.00	216.16	0.00	2.67	0.00
			Θ	1.02	0.00	42.05	0.00	0.96	0.00
			Σx1	14.11	0.00	-36.94	0.00	11.81	0.00
			Σv1	-0.49	0.00	1.29	0.00	-0.45	0.00
			Σx2	12.98	0.00	-33.83	0.00	10.79	0.00
			Σv2	0.44	0.00	-1.25	0.00	0.38	0.00
26	1	26	Β	-0.36	0.01	376.40	-0.01	-0.33	0.00
			Θ	-0.16	0.00	105.17	-0.01	-0.14	0.00
			Σx1	13.73	-0.92	0.71	0.90	11.53	0.01
			Σv1	-0.48	14.81	-0.03	-13.36	-0.45	-0.01
			Σx2	12.61	0.75	0.65	-0.65	10.52	0.01
			Σv2	0.43	13.44	0.03	-12.09	0.38	-0.01
27	1	27	Β	0.01	0.00	365.15	-0.00	0.01	0.00
			Θ	0.00	0.01	100.42	-0.01	0.00	0.00

			Σx1	13.76	-0.30	0.01	0.29	11.60	0.01
			Σy1	-0.47	13.74	-0.00	-12.04	-0.43	-0.00
			Σx2	12.64	0.25	0.00	-0.22	10.59	0.01
			Σy2	0.44	13.29	0.00	-11.62	0.40	-0.00
28	1	28	G	-0.01	0.02	365.15	-0.02	-0.01	-0.00
			Q	-0.00	0.01	100.42	-0.01	-0.00	-0.00
			Σx1	13.76	0.30	-0.00	-0.29	11.60	0.01
			Σy1	-0.46	13.28	0.00	-11.62	-0.41	0.00
			Σx2	12.64	-0.25	-0.00	0.21	10.59	0.01
			Σy2	0.46	13.74	-0.00	-12.03	0.42	0.00
29	1	29	G	0.36	0.01	378.40	-0.01	0.33	-0.00
			Q	0.16	0.00	105.17	-0.01	0.14	-0.00
			Σx1	13.73	0.92	-0.71	-0.90	11.53	0.01
			Σy1	-0.45	13.42	0.03	-12.08	-0.39	0.01
			Σx2	12.61	-0.75	-0.65	0.65	10.52	0.01
			Σy2	0.47	14.79	-0.03	-13.34	0.43	0.01
30	1	30	G	-2.84	0.00	216.16	0.00	-2.67	0.00
			Q	-1.02	0.00	42.05	0.00	-0.96	0.00
			Σx1	14.11	0.00	36.93	0.00	11.81	0.00
			Σy1	-0.45	0.00	-1.29	0.00	-0.39	0.00
			Σx2	12.98	0.00	33.83	0.00	10.79	0.00
			Σy2	0.47	0.00	1.25	0.00	0.44	0.00
31	1	31	G	2.90	0.00	220.30	0.00	2.73	0.00
			Q	1.05	0.00	43.83	0.00	0.98	0.00
			Σx1	15.67	0.00	-38.49	0.00	13.82	0.00
			Σy1	-1.02	0.00	3.07	0.00	-0.97	0.00
			Σx2	13.27	0.00	-12.18	0.00	11.71	0.00
			Σy2	0.87	0.00	-1.05	0.00	0.76	0.00
32	1	32	G	-0.42	-0.44	390.47	0.41	-0.39	0.00
			Q	-0.18	-0.19	111.13	0.17	-0.17	0.00
			Σx1	15.35	-0.97	0.70	0.98	13.61	0.01
			Σy1	-1.02	14.78	0.65	-13.29	-0.99	-0.01
			Σx2	13.07	0.71	0.66	-0.58	11.53	0.01
			Σy2	0.84	13.40	0.68	-12.02	0.72	-0.01
33	1	33	G	0.01	-0.35	378.04	0.32	0.01	0.00
			Q	0.00	-0.15	105.02	0.14	0.00	0.00
			Σx1	15.38	-0.31	-0.01	0.31	13.68	0.01
			Σy1	-0.98	13.69	0.68	-11.94	-0.92	-0.00
			Σx2	13.10	0.24	0.01	-0.20	11.59	0.01
			Σy2	0.88	13.24	0.65	-11.52	0.79	-0.00
34	1	34	G	-0.01	-0.35	378.04	0.32	-0.01	-0.00
			Q	-0.00	-0.15	105.02	0.14	-0.00	-0.00
			Σx1	15.38	0.31	0.02	-0.31	13.68	0.01
			Σy1	-0.91	13.23	0.65	-11.52	-0.82	0.00
			Σx2	13.10	-0.24	-0.02	0.20	11.59	0.01
			Σy2	0.95	13.68	0.66	-11.93	0.89	0.00
35	1	35	G	0.42	-0.44	390.47	0.41	0.39	-0.00
			Q	0.18	-0.19	111.13	0.17	0.17	-0.00
			Σx1	15.35	0.97	-0.69	-0.98	13.62	0.01
			Σy1	-0.87	13.38	0.68	-13.00	-0.75	0.01
			Σx2	13.07	-0.71	-0.66	0.58	11.52	0.01
			Σy2	1.00	14.76	0.65	-13.27	0.96	0.01
36	1	36	G	-2.90	0.00	220.30	0.00	-2.73	0.00

			Q	-1.05	0.00	43.83	0.00	-0.98	0.00
			$\Sigma x1$	15.68	0.00	38.47	0.00	13.82	0.00
			$\Sigma y1$	-0.90	0.00	-2.13	0.00	-0.78	0.00
			$\Sigma x2$	13.37	0.00	32.20	0.00	11.71	0.00
			$\Sigma y2$	0.99	0.00	2.99	0.00	0.95	0.00
37	1	37	G	0.00	0.00	137.29	0.00	0.00	0.00
			Q	0.00	0.00	14.55	0.00	0.00	0.00
			$\Sigma x1$	0.00	0.00	-28.35	0.00	0.00	0.00
			$\Sigma y1$	0.00	0.00	-25.53	0.00	0.00	0.00
			$\Sigma x2$	0.00	0.00	-26.70	0.00	0.00	0.00
			$\Sigma y2$	0.00	0.00	-26.84	0.00	0.00	0.00
38	1	38	G	0.00	3.06	221.03	-2.88	0.00	0.00
			Q	0.00	1.11	44.30	-1.04	0.00	0.00
			$\Sigma x1$	0.00	-0.95	2.74	0.94	0.00	0.00
			$\Sigma y1$	0.00	15.05	-35.40	-13.45	0.00	0.00
			$\Sigma x2$	0.00	0.76	-1.73	-0.63	0.00	0.00
			$\Sigma y2$	0.00	13.66	-31.76	-12.17	0.00	0.00
39	1	39	G	0.00	2.98	216.52	-2.80	0.00	0.00
			Q	0.00	1.07	42.37	-1.00	0.00	0.00
			$\Sigma x1$	0.00	-0.32	0.74	0.31	0.00	0.00
			$\Sigma y1$	0.00	14.00	-34.24	-12.15	0.00	0.00
			$\Sigma x2$	0.00	0.25	-0.72	-0.20	0.00	0.00
			$\Sigma y2$	0.00	13.54	-33.05	-11.73	0.00	0.00
40	1	40	G	0.00	2.98	216.52	-2.80	0.00	0.00
			Q	0.00	1.07	42.37	-1.00	0.00	0.00
			$\Sigma x1$	0.00	0.31	-0.73	-0.31	0.00	0.00
			$\Sigma y1$	0.00	13.53	-33.04	-11.72	0.00	0.00
			$\Sigma x2$	0.00	-0.25	0.71	0.20	0.00	0.00
			$\Sigma y2$	0.00	13.99	-34.22	-12.14	0.00	0.00
41	1	41	G	0.00	3.06	221.03	-2.88	0.00	0.00
			Q	0.00	1.11	44.30	-1.04	0.00	0.00
			$\Sigma x1$	0.00	0.94	-2.73	-0.94	0.00	0.00
			$\Sigma y1$	0.00	13.64	-31.70	-12.15	0.00	0.00
			$\Sigma x2$	0.00	-0.76	1.72	0.63	0.00	0.00
			$\Sigma y2$	0.00	15.05	-35.34	-13.43	0.00	0.00
42	1	42	G	0.00	0.00	137.29	0.00	0.00	0.00
			Q	0.00	0.00	14.55	0.00	0.00	0.00
			$\Sigma x1$	0.00	0.00	28.33	0.00	0.00	0.00
			$\Sigma y1$	0.00	0.00	-26.86	0.00	0.00	0.00
			$\Sigma x2$	0.00	0.00	26.72	0.00	0.00	0.00
			$\Sigma y2$	0.00	0.00	-25.55	0.00	0.00	0.00
43	2	1	G	1.68	-2.01	0.00	1.06	0.96	-0.08
			Q	0.47	-0.51	0.00	0.19	0.16	-0.03
			$\Sigma x1$	-35.64	3.95	0.00	-6.07	-53.92	-23.96
			$\Sigma y1$	-1.30	-35.74	-0.00	63.25	-5.43	-21.11
			$\Sigma x2$	-41.12	-0.35	0.00	5.03	-67.55	-26.48
			$\Sigma y2$	3.25	-32.31	-0.00	54.25	5.76	-19.04
44	2	2	G	1.41	0.00	0.00	0.00	-0.52	1.82
			Q	0.50	0.00	0.00	0.00	-0.19	0.64
			$\Sigma x1$	-119.34	-0.00	-0.00	-0.00	-57.33	-191.72
			$\Sigma y1$	32.36	0.00	-0.00	0.00	-5.88	11.26
			$\Sigma x2$	-130.01	-0.00	-0.00	-0.00	-71.94	-202.19
			$\Sigma y2$	41.19	-0.00	-0.00	0.00	6.09	19.95

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ - Δ. Βαλαλάς
- ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ & ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΑΠΌ ΟΠΛ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ - Θ. Τάσιος
- ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ, ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ & ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ τόμος Α - Joseph E Bowles
- ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ, ΑΣΚΗΣΕΙΣ & ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ - Γ. Γραμματικόπουλος
- ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Ι - Γιάννης Β. Γαλάνης
- ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ I&II - Θεοφάνη Α. Γεωργόπουλου
- ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ με τον παλιό κανονισμό, τόμος Γ (θεμελιώσεις) - Απόστολου Κωνσταντινίδη
- ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ με τον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος, τόμος Α - Απόστολου Κωνσταντινίδη
- ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ με τον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος, τόμος Β - Απόστολου Κωνσταντινίδη
- ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ με τον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος, τόμος Γ (πίνακες) - Απόστολου Κωνσταντινίδη
- ΣΧΕΔΙΑΣΕΙΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ - Λάμπρου Π. Μακρυθανάση
- ΒΕΤΟΝ CALENDAR 1984 τόμος 1 - Εκδότης Μ. Γκιούρδας
- ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ Ι - Δημ. Κεναμέα
- ΣΤΑΤΙΚΗ - Γρ. Φούντα
- STATICS USER' S MANUAL (εγχειρίδιο στατικού προγράμματος).

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Εισαγωγή	σελ. 1
Η θεμελίωση γενικά.....	2
- Επιφανειακές θεμελιώσεις.....	2
- Βαθείς θεμελιώσεις.....	3
Η γενική κοιτόστρωση.....	6
- Περιπτώσεις εφαρμογής.....	6
- Μορφολογία της γενικής κοιτόστρωσης.....	9
Επίλυση γενικής κοιτόστρωσης για δεδομένο κτίριο.....	13
A. Υπολογισμος φέρουσας ικανότητας κοιτόστρωσης.....	18
- Μέθοδος Terzaghi.....	18
- Έλεγχος καθιζήσεων κατα Janbu.....	20
B. Στατική επίλυση πλακών (Κατανομή κατά Czerny).....	23
Γ. Διαστασιολόγηση πλακών	30
- Ανοίγματα	31
- Στηρίξεις.....	34
Δ. Στατική επίλυση δοκών	38
- Κατανομή φορτίων στις δοκους κατά Czerny.....	40
- Επίλυση δοκων με την μέθοδο Cross.....	43
E. Διαστασιολόγηση δοκών.....	69
- Σε κάμψη.....	70
- Θλιβόμενος οπλισμός.....	74
- Τοποθέτηση καμπτόμενου - θλιβόμενου οπλισμου.....	75

Επίλυση γενικής κοιτόστρωσης σε δεδομένο κτίριο..... (συνέχεια)

- Τέμνουσες δυνάμεις - υπολογισμός συνδετήρων.....	76
- Ενδεικτική σχηματική απεικόνιση του τοποθετούμενου οπλισμού στην πλάκα και στις πεδιλοδοκούς.....	84
ΣΤ. Υπολογισμός και διαστασιολόγηση τοιχείων.....	85
- Υπολογισμός φορτίων που καταπονούν τα τοιχεία.....	85
- Τοποθέτηση οπλισμού τοιχείων.....	88
Ζ. Υπολογισμός και διαστασιολόγηση υποστηλωμάτων.....	92
- Εξωτερικά υποστηλώματα.....	92
- Υποστηλώματα 8,9, 10, 11, 14, 17,20,23,26,32,22,34,35.....	95
- Υποστηλώματα 15, 16,21,22,27,28.....	98
Η. Προμέτρηση σκυροδέματος - σιδήρου.....	101
- Προμέτρηση σκυροδέματος.....	101
- Προμέτρηση σιδήρου.....	103
- Συγκεντρωτικός πίνακας.....	109
Θ. Ενδεικτικά σχέδια οπλισμού στοιχείων θεμελίωσης.....	112
Ι. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	122
- Πίνακες.....	123
- Μητρώο Αντιδράσεων.....	144
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	150