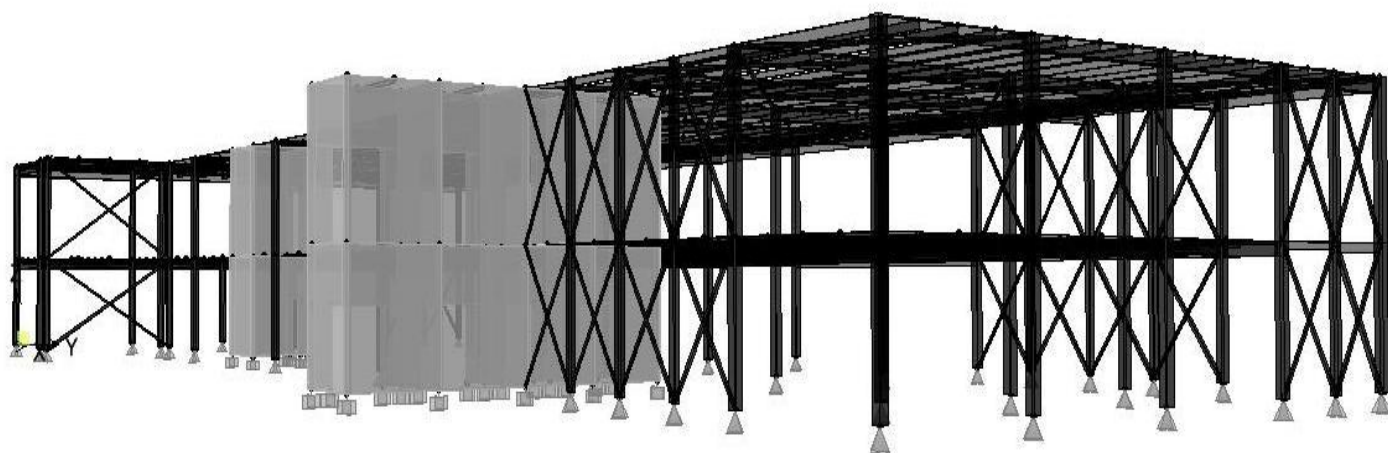




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός διώροφου εμπορικού κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΤΑΤΣΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

Επιβλέπων: Γεώργιος Ιωαννίδης

Αθήνα, Ιούλιος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/18

Τάτσης Γ. (2012).
Σχεδιασμός διώροφου εμπορικού κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2012/18
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tatsis G. (2012).
Design of a two-story commercial steel building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2012/18
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	5
Abstract.....	6
Ευχαριστίες.....	7
Εισαγωγή.....	8
1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΙΔΗΡΟΔΟΚΩΝ/ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ AISC 360-05.....	9
1.1 Ιδιότητες υλικών και αντοχές διατομών.....	9
1.2 Λειτουργικότητα.....	13
1.3 Υπολογισμός ήλων.....	16
1.4 Γεωμετρικοί περιορισμοί.....	22
1.5 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος.....	23
1.6 Γενικές παρατηρήσεις.....	24
2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΛΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3.....	26
2.1 Φορτία πλευρικής εξασφάλισης.....	26
2.2 Πλαστικοποίηση διατομής.....	27
2.3 Ιδιότητες διατομών.....	28
2.4 Αντοχές διατομών και μελών.....	29
2.5 Μήκη ευσταθών τμημάτων.....	35
2.6 Συνεχής πλευρική εξασφάλιση.....	35
2.7 Θέματα αντισεισμικότητας.....	36
2.8 Λειτουργικότητα.....	37
2.9 Γενικές παρατηρήσεις.....	37
3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ACI 318.....	39
3.1 Γενικά.....	38
3.2 Ελάχιστοι οπλισμοί.....	38
3.3 Ελάχιστες αποστάσεις.....	39
3.4 Επικαλύψεις.....	40
3.5 Αγκυρώσεις.....	40
3.6 Αντοχή σε ορθή ένταση και σε διάτμηση.....	44
3.7 Αντισεισμικές διατάξεις.....	47
3.7.1 Διατμητική αντοχή σε σεισμική διέγερση.....	47
3.7.2 Περίσφιγξη.....	48

3.8	Οριζόντια τοιχεία.....	51
3.9	Προσμοίωμα θλιπτήρα ελκυστήρα.....	53
3.10	Γενικές παρατηρήσεις.....	55
4	Σχεδιασμός σύμμικτων πλακών και χαλυβδόφυλλων με βάση τον Ευρωκώδικα 4.....	57
4.1	Φορτία.....	57
4.2	Γεωμετρικοί περιορισμοί.....	57
4.3	Οπλισμοί.....	58
4.4	Αντοχές σύμμικτης πλάκας.....	59
4.5	Δυσκαμψίες.....	63
4.6	Λειτουργικότητα.....	64
4.7	Παροχή πλευρικής εξασφάλισης.....	64
4.8	Γενικές παρατηρήσεις.....	65
4.9	Πλαϊνά πετάσματα και χαλυβδόφυλλα οροφής.....	66
4.10	Προσμείωση στο Etabs.....	68
5	Υπολογισμός βέλτιστης διατομής στο etabs.....	69
6	Υπολογισμός φορτίων και συνδυασμός φορτίσεων.....	70
7	Γενικά σχόλια και παρατηρήσεις επι της κατασκευής.....	78
8	Αποτελέσματα διαστασιολόγησης.....	81
8.1	Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας και χαλυβδόφυλλων οροφής.....	81
8.2	Διατομές υποστυλωμάτων δοκών και χιαστί συνδέσμων.....	89
8.3	Διατομές και οπλισμός τοιχείων.....	92
9	Συμπεράσματα.....	93
10	Βιβλιογραφία.....	94

Σχεδιασμός διώροφου εμπορικού κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα

Τάτσης Γ. (Επιβλέπων: Ιωαννίδης Γ.)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σε αυτήν τη διπλωματική εργασία μελετάται ο εναλλακτικός σχεδιασμός διώροφου μεταλλικού κτιρίου,εμπορικής χρήσης που αποτελεί τμήμα του κτιριακού συγκροτήματος των ΙΚΕΑ στη Σόφια στη Βουλγαρία.Ο στόχος είναι η οικονομική σύγκριση μεταξύ των δύο εκδοχών σχεδιασμού.

Ο φορέας του πραγματικού κτιρίου το οποίο κατασκευάστηκε με την πρώτη εκδοχή σχεδιασμού,αποτελείται κυρίως απο κοίλης ορθογωνικής διατομής υποστυλώματα,δικτυωτές κύριες δοκούς , κοίλης ορθογωνικής διατομής κατακόρυφους και οριζόντιους χιαστί συνδέσμους,τοιχεία και διαδοκίδες.

Η δεύτερη εκδοχή σχεδιασμού που εξετάζεται στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας περιλαμβάνει μία βασική διαφοροποίηση απ'την πρώτη εκδοχή:Όλα τα κύρια δοκάρια είναι ολόσωμα αντί για δικτυωτά.Επίσης έχουν προστεθεί και μερικοί οριζόντιοι χιαστοί σύνδεσμοι στην οροφή.Όλα τα υπόλοιπα μέλη καθώς επίσης και τα τοιχεία είναι ίδιου τύπου διατομής όπως και στην πρώτη εκδοχή(με διαφορετική ενδεχομένως γεωμετρία).

Για τη στατική ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Etabs.

Οι κανονισμοί βάσει των οποίων έγιναν οι έλεγχοι και η τελική διαστασιολόγηση έχουν ως εξής:

- για όλα τα μεταλλικά μέλη εφαρμόστηκε ο ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3
- για τις σύμμικτες δοκούς στον πρώτο όροφο εφαρμόστηκε ο AISC360-05
- για τα τοιχεία εφαρμόστηκε ο ACI 318-05
- για τις σύμμικτες πλακες εφαρμόστηκε ο ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 4
- για θέματα αντισεισμικού σχεδιασμού χρησιμοποιήθηκαν οι διατάξεις του ΕΑΚ2000 ενώ το φάσμα απόκρισης είναι εκείνο του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8.
- οι συνδυασμοί φορτίσεων βασίζονται στον EC1

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2012/18

Design of a two-story,commercial,steel building.

Tatsis G. (supervised by Gioannidis G.)

Abstract

In this diploma thesis an alternative design version of a two-story,commercial,steel building is under consideration.The building constitutes part of the IKEA complex at Sofia.The main target is the comparison between the costs of the two design versions,one that was applied at the structure and one that is studied in this paper.

The real structure mainly consists of hollow rectangular section,columns,two dimension nets working as girders,hollow rectangular section bracings placed at both the horizontal and the vertical level,doubly symmetric I-shaped beams and shear walls.

The second design version examined in this diploma thesis contains a basic difference relatively to the first:All the nets have been replaced with girders and beams(which are composite at the first story).Additionally some horizontal bracings have been added at the roof. All the other members as well as shear walls have the same kind of section(but may have different geometry)

The software used for the analysis of the structure was Etabs.The checks and the final design were carried out based on the following codes:

- For all steel members EUROCODE 3 was applied
- For all composite beams and girders,AISC 360-05 was applied
- For shear walls ACI 318-05 was applied
- For composite decks EUROCODE 4 was applied
- For seismic design some sections of the Greek Antiseismic Regulation(EAK 2000)were used while the response spectrum was that of EUROCODE 8
- all the combinations used are based on EUROCODE 1

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή Γιώργο Ιωαννίδη που μου ανέθεσε τη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία η οποία ανταποκρίνεται στον μέγιστο βαθμό στις προτιμήσεις που του είχα εκφράσει σχετικά με το είδος της εργασίας που επιθυμούσα να αναλάβω, στις πρώτες μας συναντήσεις. Τον ευχαριστώ επίσης για όλη τη βοήθεια και τις σημαντικές υποδείξεις που μου παρείχε τους τελευταίους μήνες ώστε να ολοκληρωθεί επιτυχώς η εργασία. Οι γονείς μου και οι φίλοι μου, συνέβαλαν και αυτοί με τον δικό τους τρόπο στο να φέρω εις πέρας το θέμα που μου ανατέθηκε, και τους ευχαριστώ θερμά για την υπομονή τους.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο τελικός στόχος αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι η οικονομική σύγκριση δύο εκδοχών σχεδιασμού για διώροφο κτίριο με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Μελετάται μια δεύτερη, εναλλακτική εκδοχή σχεδιασμού όπου τα δικτυωτά δοκάρια του ήδη κατασκευασμένου με την πρώτη εκδοχή σχεδιασμού, κτιρίου αντικαθίστώνται από ολόσωμες δοκούς οι οποίες στον πρώτο όροφο είναι σύμμικτες και στον δεύτερο χαλύβιδιες. Επίσης έχουν προστεθεί ορισμένες ράβδοι στον οριζόντιο σύνδεσμο δυσκαμψίας του δεύτερου ορόφου. Στο παρόν τεύχος περιγράφεται η μελέτη της κατασκευής βήμα προς βήμα με όλες τις μεθοδολογίες και πρακτικές που εφαρμόστηκαν.

Τα τρία πρώτα κεφάλαια αφορούν τα σύμμικτα δοκάρια, τα μέλη από χάλυβα και τα τοιχεία αντίστοιχα. Αναφέρονται οι απαιτούμενες για την διαστασιολόγηση και κατασκευή διατάξεις, με βάση τον χρησιμοποιούμενο κάθε φορά κανονισμό. Στο τέλος του κάθε κεφαλαίου επεξηγούνται ορισμένα θέματα προσομοίωσης στο etabs και παρατίθενται κάποιες γενικές παρατηρήσεις που αφορούν την εφαρμογή των διατάξεων των κανονισμών. Δεδομένου ότι το Etabs περιλαμβάνει μόνο ένα μέρος των διατάξεων του κάθε κανονισμού, απαιτήθηκαν σε ορισμένες περιπτώσεις, περεταίρω υπολογισμοί που πραγματοποιήθηκαν με την βοήθεια του excel.

Στο πέμπτο κεφάλαιο επεξηγείται η βασική διαδικασία επιλογής της βέλτιστης διατομής. Πρόκειται για μια σημαντική δυνατότητα του προγράμματος που δίνει τη δυνατότητα στον μελετητή να καταλήγει εύκολα και γρήγορα όχι μόνο σε επαρκή διαστασιολόγηση αλλά και στην οικονομικά βέλτιστη διαστασιολόγηση.

Στο έκτο κεφάλαιο αναφέρονται τα φορτία που υπολογίστηκαν για την κατασκευή και η διαδικασία που απαιτήθηκε για την εξαγωγή των συνδυασμών φορτίσεων. Τα αποτελέσματα δίνονται σε πινακοποιημένη μορφή.

Το έβδομο κεφάλαιο περιλαμβάνει μια σειρά από σημαντικά σχόλια και παρατηρήσεις που αφορούν κυρίως σε κατασκευαστικά θέματα αλλά και σε ζητήματα διαστασιολόγησης. Στο όγδοο και τελευταίο κεφάλαιο παρατίθενται οι διατομές των μελών, των τοιχείων και των πλακών που προέκυψαν από τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Επίσης αναφέρεται και το συνολικό κόστος των υλικών.

1.ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΙΔΗΡΟΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ AISC360-05

1.1 Ιδιότητες υλικών και αντοχές διατομών

Υλικά κατασκευής:

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή είναι τα εξής:

- σκυρόδεμα πλάκας:C25/30
- χάλυβας οπλισμού:S500
- χάλυβας χαλυβδόφυλλου:S320
- δομικός χάλυβας:S355
- χάλυβας ήλων:S355

Κατηγοριοποίηση διατομών και επι μέρους τμημάτων:

Τα επι μέρους τμήματα της διατομής διακρίνονται σε εσωτερικά και εξωτερικά και κατηγοριοποιούνται σε:

- compact τμήματα:μπορούν να πλαστικοποιηθούν
- non-compact τμήματα:μπορούν να αναπτύξουν οριακώς τάση διαρροής
- slender:δεν μπορούν να αναπτύξουν ελαστική αντοχή

Τα κριτήρια για την κατηγοριοποίηση του κάθε τμήματος εξαρτώνται απ'τη γεωμετρία του,το αν είναι εσωτερικό(π.χ. κορμός)ή εξωτερικό(π.χ. πέλμα),απ'το μέτρο ελαστικότητας E και την τάση διαρροής f_y .Αν όλα τα θλιβόμενα τμήματα της διατομής είναι compact τότε και η διατομή είναι compact.Αν κάποιο θλιβόμενο τμήμα της διατομής είναι non-compact χωρίς κάποιο άλλο θλιβόμενο τμήμα να είναι slender τότε η διατομή χαρακτηρίζεται ως non-compact.

Αξονική φόρτιση(για compact ή non-compact διατομές):

A)Εφελκυσμός(D.2)

Η δύναμη διαρροής είναι $P_{rd}=\varphi_t \cdot P_n = \varphi_t \cdot F_y \cdot A_g$ όπου A_g είναι το εμβαδόν της διατομής και $\varphi_t=0.9$

Η παραπάνω σχέση έχει εφαρμογή στην αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης ,ροπής και τέμνουσας για σύμμικτες δοκούς.Σε επόμενη παράγραφο δίνεται και το κριτήριο για έλεγχο σε αλληλεπίδραση.

B)Θλίψη(I.4,I.2):

Η δύναμη διαρροής σε θλίψη είναι: $P_{rd}=\varphi_c \cdot P_o$

$$P_o = A_s * f_y + A_{sr} * f_{yr} + 0.85 * A_c * f'_c$$

Διατμητική αντοχή(G.2):

$$V_{rd} = \phi_n * V_n \quad V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad (\text{o συντελεστής } C_v \text{ αφορά τον διατμητικό λυγισμό})$$

i)Ελλατές διατομές διπλού ταύ με $\frac{hw}{tw} \leq 2.24 * (\frac{E}{F_y})^{0.5}$:

$$\phi_n = 1, C_v = 1, A_w = d * t_w \quad (d \text{ είναι το συνολικό ύψος της διατομής})$$

ii)Συγκολλητές διατομές διπλού ταύ:

a)αν ισχύει $1.1 * (\frac{k * E}{F_y})^{0.5} \geq \frac{h}{t_w}$ τότε $C_v = 1$

b)αν ισχύει $1.1 * (\frac{k * E}{F_y})^{0.5} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.37 * (\frac{k_v * E}{f_y})^{0.5}$ τότε $C_v = \frac{1.1 * (\frac{k_v * E}{F_y})^{0.5}}{\frac{h}{t_w}}$

c)αν ισχύει $\frac{h}{t_w} \geq 1.37 * (\frac{k_v * E}{F_y})^{0.5}$ τότε $C_v = \frac{1.51 * E * k_v}{F_y * (\frac{h}{t_w})^2}$

απουσία εγκάρσιων ενισχύσεων με $h < 260 * t_w$ ισχύει $k_v = 5$

με εγκάρσιες ενισχύσεις έχουμε: $k_v = 5 + \frac{5}{(\frac{a}{h})^2}$

Για $a \leq 3 * h$ λαμβάνεται $k_v = 5$

Για $\frac{a}{h} \geq (\frac{260}{\frac{h}{t_w}})^2$ λαμβάνεται επίσης $k_v = 5$

όπου a είναι η απόσταση των εγκάρσιων ενισχύσεων και h το ύψος του κορμού αφαιρώντας το ύψος των καμπύλων τμημάτων.

Υπολογισμός M_{rd} για φάση κατασκευής ή για αρνητικές ροπές στη φάση λειτουργίας αγνοώντας τον οπλισμό(F):

$$M_{rd} = \phi_b * M_n, \quad \phi_b = 0.9$$

Για τον υπολογισμό της M_n ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία. Αρχικά υπολογίζεται η πλαστική ροπή αντοχής M_p ανεξάρτητα απ'την κατηγορία της διατομής. Έπειτα απομειώνεται ξεχωριστά για τις παρακάτω περιπτώσεις:

- στρεπτοκαμπτικός λυγισμός
- non-compact κορμός
- non-compact πέλμα
- non-compact κορμός και πέλμα

Για κάθε περίπτωση διατομής διπλού ταύ απαιτούνται διαφορετικοί υπολογισμοί. Η ακριβής διαδικασία περιγράφεται στις παραγράφους F1 έως F4 του ASCE 360-05.

Για διατομές διπλού ταύ απλής συμμετρίας θα πρέπει:

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9$$

Σε περίπτωση χρήσης πρόσθετης λεπίδας στο κάτω πέλμα, το εμβαδόν αυτής δεν θα πρέπει να ξεπερνά το 70% του συνολικού εμβαδού των πελμάτων της διατομής.

Υπολογισμός της ροπής αντοχής της σύμμικτης δοκού στη φάση λειτουργίας(I3):

Λαμβάνεται $\phi_b=0.9$. Το συνεργαζόμενο πλάτος δίνεται στην παράγραφο I.3.

$$\text{Αν } \frac{h}{t_w} \leq 3.76 * \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} \text{ τότε } M_{rd}=M_{pl,rd}$$

$$\text{Αν } \frac{h}{t_w} > 3.76 * \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} \text{ τότε } M_{rd}=M_{el,rd}$$

Ο οπλισμός αγνοείται. Οι παραπάνω υπολογισμοί αφορούν διατομές που καταπονούνται από θετικές ροπές.

Αλληλεπίδραση ροπής με αξονική δύναμη για μονοαξονική κάμψη(I4,H1):

$$\text{α) Αν } \frac{Pr}{P_c} \geq 0.2 \text{ τότε πρέπει: } \frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} * \frac{Mr}{M_c} \leq 1$$

$$\text{β) Αν } \frac{Pr}{P_c} < 0.2 \text{ τότε πρέπει: } \frac{Pr}{2*P_c} + \frac{8}{9} * \frac{Mr}{M_c} \leq 1$$

$P_c=P_o$ (παράγραφος 2B), $M_c=M_{rd}$ (παράγραφος 4)

Ο ASCI 360-05 δεν προσφέρει κάποιο κριτήριο για την επιρροή της τέμνουσας V στην αλληλεπίδραση των M, P . Προτείνει να εξετάζεται ξεχωριστά εκτός απ' τις περιπτώσεις όπου οι M_{max} και V_{max} συμπίπτουν. Στην κατασκευή που μελετάται τα δοκάρια είναι όλα αμφιέριστα και άρα η τέμνουσα μπορεί να εξετάζεται ξεχωριστά.

Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος:

Πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι των διαγώνιων θλιπτήρων(σκυρόδεμα) και των εγκάρσιων ελκυστήρων(εγκάρσιος οπλισμός) με βάση τον Ευρωκώδικα 4. Ο έλεγχος διαφοροποιείται ανάλογα με το αν η σύμμικτη πλάκα έχει τις αυλακώσεις παράλληλα στη δοκό ή κάθετα στη δοκό.

Χρήση cover-plate:

Κατά την διαστασιολόγηση ενός group δοκών καταλήγουμε σε κάποια ελλατή ή συγκολλητή διατομή και σε κάποιο μέγιστο διάγραμμα ροπών(που θα αντιστοιχεί και στο διάγραμμα μέγιστων τεμνουσών). Επιλέγουμε μια μικρότερου εμβαδού διατομή και προσθέτουμε λεπίδα ενίσχυσης στο απαιτούμενο μήκος ώστε να καλύπτεται το παραπάνω διάγραμμα ροπών. Για αυτήν τη νέα διατομή τρέχουμε νέα ανάλυση στο etabs ώστε να γίνει εκ νέου έλεγχος (στο etabs η παρουσία cover plate δεν επιρρεάζει τα αποτελέσματα της ανάλυσης οπότε το μέγιστο διάγραμμα ροπών θα είναι ίδιο) Σε κάθε μέλος που έχει τη νέα διατομή απομειώνουμε την ροπή αδράνειας διότι:

- Η πραγματική ροπή αδράνειας είναι περίπου $I1 * \frac{L1}{L1+L2} + I2 * \frac{L1}{L1+L2}$ όπου I1,I2 οι ροπές αδράνειας στα τμήματα χωρίς cover plate και με cover plate αντίστοιχα. Τα μήκη L1,L2 είναι τα συνολικά μήκη χωρίς cover plate και με cover plate αντίστοιχα.
- Η ροπή αδράνειας που λαμβάνει το etabs είναι I2 σε όλην τη δοκό.

Ανακατανομές ροπών για συνεχείς σύμμικτες δοκούς(I.3.1 και Appendix 1):

Επιτρέπεται ανακατανομή ροπών κατά 10% λόγω πλαστικοποίησης στα αποτελέσματα ρηγματωμένης ανάλυσης εφόσον έχω compact διατομή και ισχύει η (β). Πλαστική άρθρωση μπορεί να αναπτυχθεί για διατομές compact εφόσον ισχύουν οι (α) και (β). Τα παραπάνω εφαρμόζονται για σιδηροδοκούς διατομής διπλού ταύ.

α) Μέτρα αποφυγής τοπικού λυγισμού:

Για διπλά ταύ διπλής συμμετρίας όταν $\frac{P_u}{\phi b * P_y} \leq 0.125$ θα πρέπει:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 * \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} * \left(1 - \frac{2.75 * P_u}{\phi b * P_y}\right)$$

Για διπλά ταύ διπλής συμμετρίας όταν $\frac{P_u}{\phi b * P_y} \geq 0.125$ θα πρέπει:

$$\frac{h}{t_w} \leq \max \left\{ 1.12 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0.5} * \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi b * P_y}\right), 1.49 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0.5} \right\}$$

P_u =δρώσα αξονική δύναμη

P_y =δύναμη διαρροής

$\phi b=0.9$

h =το ύψος του κορμού που προκύπτει με αφαίρεση των καμπύλων τμημάτων

β) Μέτρα αποφυγής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Θα πρέπει να ισχύει: $L_b \leq L_{pd} = \left(0.12 + 0.076 * \left(\frac{M1}{M2}\right)\right) * \left(\frac{E}{F_y}\right) * r_y$ όπου

F_y =η ονομαστική τάση διαρροής

$M1, M2$ =η ελάχιστη και μέγιστη αντίστοιχα ροπή, κατ'απόλυτη τιμή στα άκρα της δοκού. Ο λόγος είναι αρνητικός για ετερόσημες ροπές.

r_y =ακτίνα αδράνειας περί τον ισχυρό άξονα

Στην θέση πλαστικής άρθρωσης δύναται να αναπτυχθεί μέγιστη ροπή $M_{rd} = \phi b * M_n$ όπου

$\phi b=0.9$ και $M_n=1.6 * F_y * S$ όπου S =η ελαστική ροπή αντίστασης της διατομής.

Επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη η αλλαγή των εντατικών μεγεθών στην στήριξη που συνήθως είναι υποστύλωμα, λόγω της ανακατανομής ροπών στη δοκό.

1.2 Λειτουργικότητα

Έλεγχος βελών για αμφιέρειστα δοκάρια(L.3):

α) Στη φάση κατασκευής λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός η οποία παραλαμβάνει τα φορτία απ' το ίδιο βάρος της και το βάρος του σκυροδέματος. Ως μέγιστη τιμή του βέλους λαμβάνεται:

$$W_{max} = \frac{L}{130}$$

(Για τα δοκάρια του κτιρίου που υποστηρίζονται στην φάση κατασκευής, δεν τίθεται ζήτημα βελών)

β) Στη φάση λειτουργίας τα βέλη οφείλονται στα παρακάτω φορτία:

- Φορτία απ' τα ίδια βάρη για την περίπτωση που στην φάση κατασκευής έχω υποστύλωση
- Επιπρόσθετα μόνιμα
- Κινητά φορτία

Τα βέλη δ_2 λόγω κινητών φορτίων υπολογίζονται βραχυχρόνια και πρέπει: $\delta_2 < \frac{L}{300}$

Τα βέλη δ_1 λόγω μόνιμων και επιπρόσθετων μόνιμων φορτίων υπολογίζονται μακροχρόνια για $E'c = Ec/2$ (απομείωση μέτρου ελαστικότητας λόγω ερπυσμού και συστολή ξήρανσης μέσω του creep factor=2 στα overwrites).

Το συνολικό βέλος δ_{max} δεν θα πρέπει να ξεπερνά την τιμή $W = \frac{L}{250}$.

Για τον υπολογισμό των ροπών αδρανείας ισχύουν τα παρακάτω(13):

$$I_{ef, \text{βραχυχρόνιο}} = I_{\text{σιδηροδοκού}} + (PCC^{0.5}) * (I_{tr} - I_{\text{σιδηροδοκού}}) \text{ όπου}$$

$$I_{ef, \text{βραχυχρόνιο}} = \text{η ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής βραχυχρόνια}$$

I_{tr} = ροπή αδρανείας σύμμικτης δοκού με πλήρη σύνδεση (το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} δίνεται στην 1.3)

$I_{\text{σιδηροδοκού}}$ = ροπή αδράνειας διατομής σιδηροδοκού (συμπεριλαμβανομένης της λεπίδας ενίσχυσης αν υπάρχει)

$$PCC = \frac{\text{συνολική αντοχή ήλων}}{\text{δύναμη σκυροδέματος για πλήρη πλαστικοποίηση διατομής}}$$

Για τον υπολογισμό της ροπής αδρανείας της διατομής μακροχρόνια $I_{ef,μακροχρόνιο}$ χρησιμοποιείται η ίδια σχέση με τη διαφορά ότι στο I_{tr} λαμβάνουμε Μέτρο ελαστικότητας $E'c=Ec/2$.

Στην παραπάνω διαδικασία αγνοήθηκε η συνεισφορά του οπλισμού.

Επίσης δεν κρίθηκε απαραίτητος ο έλεγχος τάσεων.

Ελάχιστος οπλισμός για αμφιέρειστα δοκάρια:

Για την πρόληψη ρηγματώσεων στις στηρίξεις απαιτείται ο παρακάτω ελάχιστος οπλισμός:

Για δοκούς με υποστήριξη στην κατασκευή θα πρέπει $\rho = \frac{A_s}{b_{eff} * h_c} \geq 0.004$

Για δοκούς χωρίς υποστήριξη θα πρέπει $\rho = \frac{A_s}{b_{eff} * h_c} \geq 0.002$

Ο οπλισμός τοποθετείται εντός του συνεργαζόμενου πλάτους, στο άνω μισό του h_c κατά 50% τουλάχιστον και εκτείνεται σε αποστάσεις $l/4$ εκατέρωθεν των στηρίξεων. Ο παραπάνω οπλισμός συνεχίζεται κατά 50% και στο άνοιγμα της δοκού. Στον A_s συνεκτιμάται και ο οπλισμός της πλάκας.

Ταλαντώσεις για αμφιέρειστες δοκούς (από technical notes του etabs για τον ASCI 360-05):

Ως διέγερση λαμβάνεται ο συνήθης βηματισμός (walking excitation):

Για τον περιορισμό των ταλαντώσεων θα πρέπει να ισχύει: $\frac{a_g}{g} \leq \frac{a_o}{g}$ όπου

a_g =μέγιστη δρώσα τιμή του πλάτους επιτάχυνσης της ταλάντωσης

a_o = μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του πλάτους επιτάχυνσης της ταλάντωσης

Το a_o λαμβάνεται ίσο με 0.015 (το κτίριο είναι εμπορικό). Το a_g υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω διαδικασία.

βήμα 1:

$$W = w * B * L$$

W =το συνολικό βάρος που παραλαμβάνει η δοκός (στηριζόμενη ή στηρίζουσα δοκός-οι υπολογισμοί διαφέρουν για κάθε περίπτωση). Προκύπτει από το άθροισμα των μόνιμων και κινητών φορτίων που ασκούνται στη δοκό, ανεξάρτητα απ'τα φορτία του εκάστοτε συνδυασμού.

w =το βάρος που παραλαμβάνει η δοκός ανα τετραγωνικό μέτρο

B =το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού

L =το μήκος της δοκού

Για στηριζόμενες δοκούς:

α) *beam*:

$$B_j = C_j * \left(\frac{D_s}{D_j}\right)^{0.25} * L_j \leq \frac{2}{3} * floor\ width \text{ όπου:}$$

L_j = το άνοιγμα της διαδοκίδας

$C_j=2$ (=1 αν η διαδοκίδα είναι παράλληλη με κάποιο εσωτερικό τοίχο)

$$D_s = \frac{de^3}{12 * n} = \text{ισοδύναμη ροπή αδράνειας πλάκας ανα μέτρο πλάτους}$$

de =το πάχος της πλάκας πάνω απ'το φύλλο + το μίσο ύψος του φύλλου

$$n = E_s / E_c$$

E_s =το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα

E_c =το μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

$$D_j = \frac{I_t}{S} \text{ όπου: } I_t \text{ είναι η ροπή αδρανείας της σύμμικτης διαδοκίδας και } S \text{ είναι η απόσταση των δοκών}$$

β) *girder*:

$$B_g = C_g * \left(\frac{D_j}{D_g}\right)^{0.25} * L_g \leq \frac{2}{3} * floor\ length$$

$C_g=1.6$ αν οι διαδοκίδες συνδέονται στο πέλμα

$C_g=1.8$ αν οι διαδοκίδες συνδέονται στον κορμό

$$D_g = I_g / L_j (I_g / 2 L_j \text{ αν η στηρίζουσα δοκός είναι ακραία})$$

L_g =άνοιγμα στρίζουσας δοκού

L_j =άνοιγμα στηριζόμενης δοκού

I_g =ροπή αδράνειας στηρίζουσας δοκού

Για στηρίζουσες δοκούς εφαρμόζεται το βήμα α της προηγούμενης περίπτωσης.

βήμα 2

Υπολογίζεται απ'το e_{tab} η πρώτη ιδιοσυχνότητα της δοκού f_n (με βάση την σχέση Dunkerley). Ο λόγος απόσβεσης β ο οποίος πρέπει να κυμένεται μεταξύ 0.01 και 0.05 λαμβάνεται ίσος με 0.02 (εμπορικό κτίριο).

βήμα 3

Τελικά υπολογίζεται: $\frac{ag}{g} = \frac{Po * e^{(-0.35 * fn)}}{\beta * W}$ όπου Po το πλάτος της δύναμης που αντιπροσωπεύει την διέγερση απ'τον βηματισμό

1.3 Υπολογισμός ήλων

Υπολογισμός ήλων για αμφιέριστες δοκούς με πλαστική αντοχή(1.3.2):

Δεδομένου ότι όλα τα σύμμικτα δοκάρια είναι αμφιέριστα, για τους παρακάτω υπολογισμούς θεωρώ μόνο θετικές ροπές. Επίσης, όλα τα σύμμικτα δοκάρια αναπτύσσουν πλαστική αντοχή οπότε δικαιολογείται η δύναμη σκυροδέματος για πλήρη σύνδεση που λαμβάνεται στους υπολογισμούς.

i)Μεταξύ μέγιστης και μηδενικής ροπής:

α)Για πλήρη διατμητική σύνδεση η δύναμη V' που πρέπει να παραληφθεί απ'τους ήλους είναι η ελάχιστη των παρακάτω

- $V_1 = 0.85 * f'c * Ac$ (ο οπλισμός αγνοείται)
- $V_2 = Fy * As$

β)Για μερική διατμητική σύνδεση αρχικά υπολογίζεται ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης $PCC = \frac{V' = \text{δύναμη πλάκας}}{F}$ (όπου F η δύναμη πλάκας για πλήρη πλαστικοποίηση της δοκού απουσία σχετικής ολίσθησης) ώστε $M_{pl,rd}(PCC) = Med$. Η δύναμη που πρέπει να παραλάβουν οι ήλοι είναι $V' = PCC * F$

Ο απαιτούμενος αριθμός ήλων όταν το φύλλο είναι παράλληλο στην δοκό είναι : $N1 = V' / Qn$. Αν έχω κάθετο φύλλο για την αντοχή των ήλων συνεκτιμάται ο αριθμός των ήλων σε κάθε αυλάκωση και η θέση των ήλων λαμβάνεται ως μειονεκτική(1.3.2.d)

Όλοι οι ήλοι θα πρέπει να μπορούν να πλαστικοποιηθούν, δεδομένου ότι η κατανομή τους θα είναι ομοιόμορφη, είτε σε όλο το μήκος της δοκού είτε στα τρίτα της δοκού.

ii)Μεταξύ σημειακής φόρτισης και μηδενικής ροπής:

Ακολουθείται η ίδια διαδικασία με την διαφορά ότι αλλάζει το Med στην περίπτωση μερικής σύνδεσης.

*Το etabs υπολογίζει αριθμό ήλων με βάση την δρώσα ροπή και όχι τη ροπή αντοχής, δηλαδή εφαρμόζει μερική σύνδεση

iii)Αντοχή ήλων(1.3.2.d):

Ο ASCI 360-05 εφαρμόζει την παρακάτω σχέση:

$$Qn = 0.5 * Asc * (f'c * Ec)^{0.5} \leq Rg * Rp * Asc * Fu$$

Οι συντελεστές Rg, Rp σχετίζονται με την τοποθέτηση των ήλων στις αυλακώσεις, και την διεύθυνση του φύλλου σε σχέση με τη δοκό. Δίνονται στον πίνακα της παραγράφου 1.3.2.d. Στο

etabs λαμβάνεται $Rp=0.6$ (δηλαδή θεωρείται συντηρητικά μειονεκτική θέση των ήλων στη νεύρωση για φύλλα κάθετα στη δοκό)

$f'c$ =η ονομαστική αντοχή του σκυροδέματος

E_c =το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

A_{sc} =το εμβαδόν της διατομής του ήλου

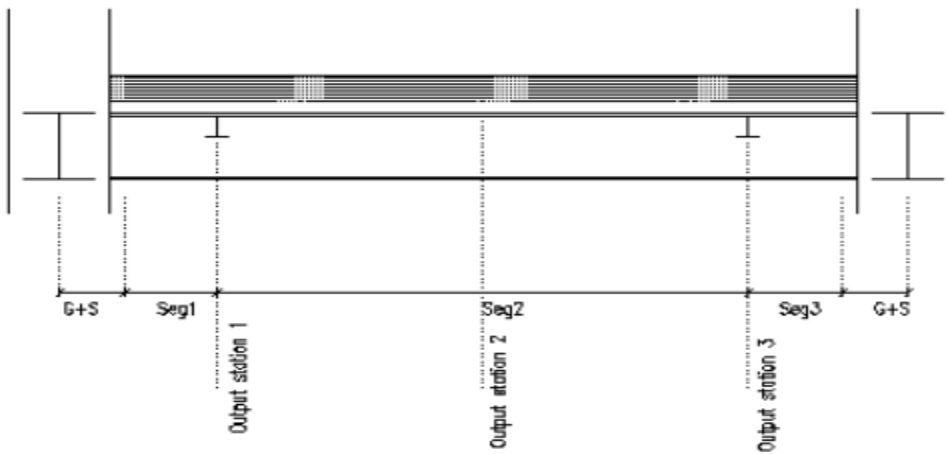
F_u =η διατμητική αντοχή του ήλου

iv) Τοποθέτηση ήλων (I3.2.d.6 και commentary της ίδιας παραγράφου):

- Προτείνεται η ομοιόμορφη κατανομή των ήλων, με την παραδοχή ότι τυχούσα μή υπερκάλυψη του διαγράμματος δρώσας διατμητικής ροής (υπολογισμένης με σχέσεις ελαστικότητας απουσία σχετικής ολίσθησης), μπορεί να αγνοηθεί.
- Η επικάλυψη των ήλων c θα πρέπει να ξεπερνά τα 25mm
- Η διάμετρος των ήλων d δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή $d_o=2.5*t_f$ εκτός αν ο ήλος βρίσκεται ακριβώς πάνω απ'τν κορμό
- $e_x \geq 6 * d$ ($\geq 4 * d$ όταν το φύλλο είναι κάθετο στη δοκό)
- $e_y \geq 4 * d$
- $e_x \leq \min\{8 * h_c, 90cm\}$

Υπολογισμός και κατανομή ήλων στο etabs (για περισσότερες πληροφορίες βλ. technical notes για ASCE 360-05 composite beam design)

1. Διαχωρίζεται η δοκός σε τμήματα (segments)
2. Υπολογίζεται ο μέγιστος αριθμός ήλων που χωρούν σε κάθε segment
3. Σε συγκεκριμένες θέσεις της δοκού υπολογίζεται ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης ώστε $M_{pl}, rd(PCC) = M_{ed}$, και με δεδομένη τη δύναμη στην πλάκα σκυροδέματος για πλήρη διατμητική σύνδεση F υπολογίζουμε την διατμητική δύναμη που πρέπει να παραλάβουν οι ήλοι $V' = PCC * F$ ώστε να ικανοποιείται η παραπάνω εξίσωση των ροπών σε κάθε θέση.
4. Προκύπτουν οι απαιτούμενοι ήλοι σε κάθε segment και ελέγχεται αν δεν ξεπερνούν τον μέγιστο αριθμό ήλων που μπορεί να δεχτεί το segment
5. Στην παραπάνω διαδικασία θεωρείται ομοιόμορφη κατανομή των ήλων.
6. Στην περίπτωση αμφιέριστης σύμμικτης δοκού με ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο το etabs υπολογίζει τον απαιτούμενο αριθμό ήλων χωρίς όμως να δίνει επιπλέον πληροφορίες για την σωστή τοποθέτησή τους (πύκνωση ήλων κοντά στις στηρίξεις)
7. Για κάθε group σύμμικτων δοκών, εξετάζω τις δοκούς, που όλες έχουν διαστασιολογηθεί με την ίδια διατομή (βέλτιστη) και έχουν τα ίδια segment, και για κάθε segment εντοπίζω τον μέγιστο αριθμό ήλων που μπορεί να απαιτείται. Με βάση την παραπάνω παρατήρηση προκύπτει ο αριθμός και η διάταξη των ήλων στα μέλη μιας ομάδας σύμμικτων δοκών.



Σε κάθε output station έχει υπολογιστεί η απαιτούμενη V και για κάθε output station έχει υπολογιστεί ο απαιτούμενος αριθμός ήλων $n = \frac{V}{Q}$ όπου Q η αντοχή των ήλων ανεξάρτητα απ' το αν έχω έναν ή δύο ήλους στη νεύρωση. Ελέγχεται αν είναι δυνατή η τοποθέτηση των απαιτούμενων ήλων σε κάθε segment με βάση τον μέγιστο αριθμό ήλων που χωρούν στο segment. Το υπόλοιπο της διαδικασίας δεν διαφέρει απ' την περίπτωση όπου έχω φύλλο κάθετο στη δοκό.

Παράδειγμα υπολογισμού ήλων για αμφιέρειστη σύμμικτη δοκό με cover plate:

σιδηροδοκός: IPE 200, $E_s = 210000 \text{ Mpa}$, $f_y = 355000 \text{ Mpa}$

πλάκα σκυροδέματος: $h_c = 15 \text{ cm}$, $f'_c = 20000 \text{ Kpa}$, $E_c = 30000 \text{ Mpa}$

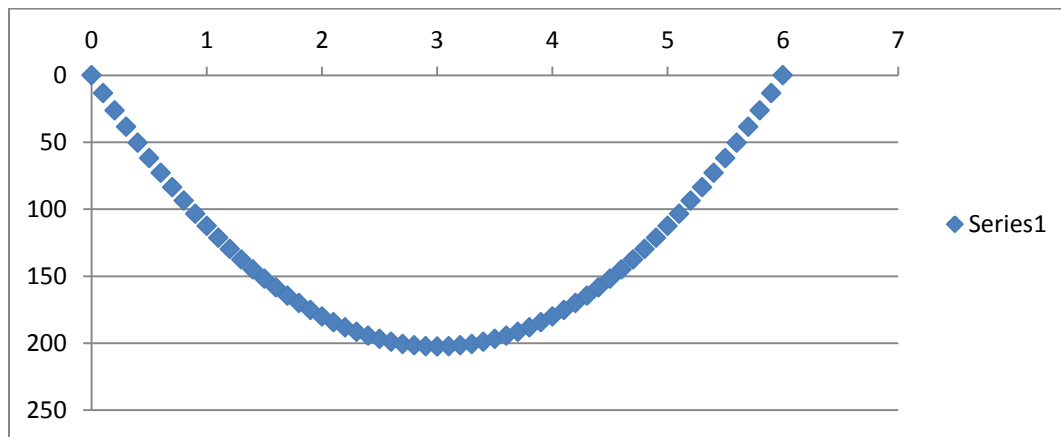
μήκος δοκού: 6 m

συνεργαζόμενο πλάτος: 2 m

ομοιόμορφο φορτίο: $q = 45 \text{ kn/m}$ (το ίδιο βάρος των δοκών αμελείται)

Το cover plate θα έχει διαστάσεις $150 \times 8.5 \text{ mm}$ και θα τοποθετηθεί στο μεσαίο τρίτο της δοκού.

Διάγραμμα ροπών:

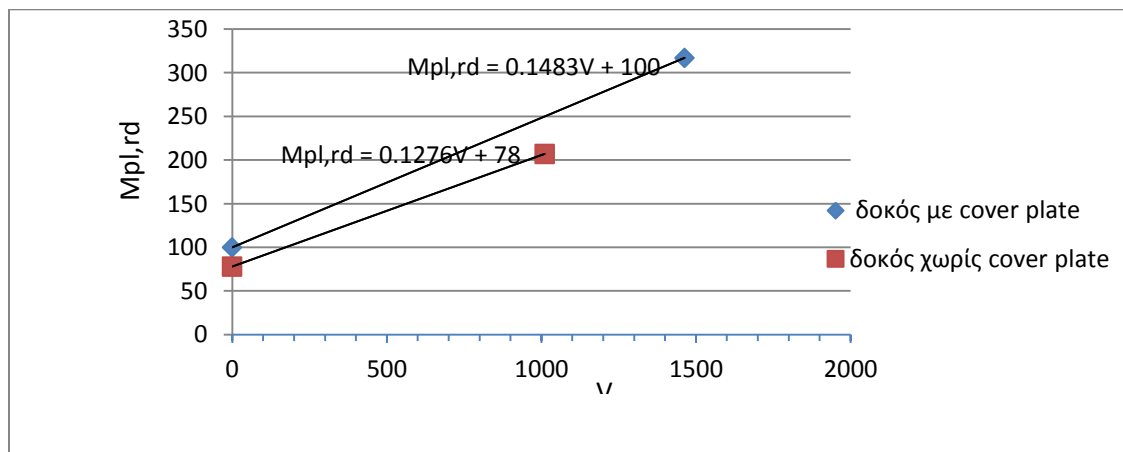


Ροπή αντοχής	Με cover-plate	Χωρίς cover plate
Σύμμικτης δοκού με πλήρη σύνδεση $M_{pl,rd,max}$	317	207
Σιδηροδοκού	100	78

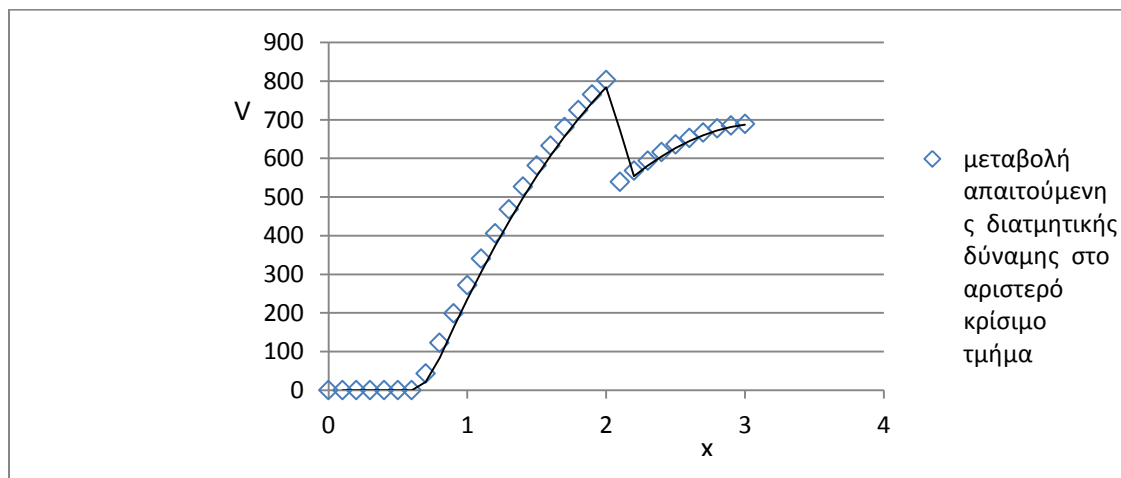
	Με cover-plate	Χωρίς cover plate
Απαιτούμενη διατμητική δύναμη στη διεπιφάνεια για πλήρη σύνδεση	1463	1011

Ακολουθούν τα διαγράμματα $M_{pl,rd}-V$ των δύο δοκών όπου: $M_{pl,rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής για δεδομένη διατμητική αντοχή V στη διεπιφάνεια.

- Για την καμπύλη που αντιστοιχεί στη δοκό με cover plate προέκυψε: $V = \frac{M_{pl,rd}-100}{0.1483}$
Kn
- Για την καμπύλη που αντιστοιχεί στη δοκό χωρίς cover plate προέκυψε: $V = \frac{M_{pl,rd}-78}{0.127}$
Kn



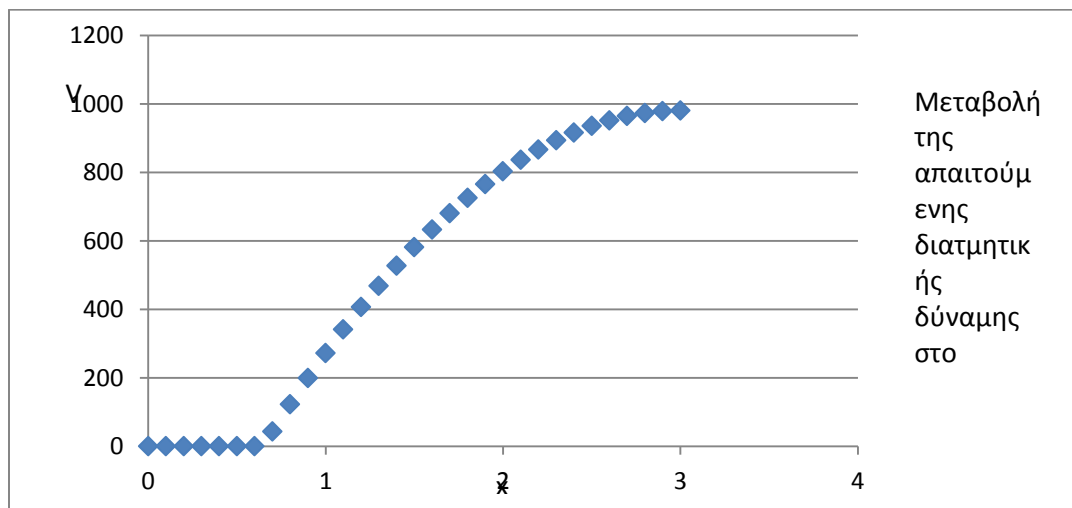
Η απαιτούμενη διατμητική δύναμη V μεταξύ κάθε σημείου X (στο αριστερό κρίσιμο τμήμα της δοκού) και του άκρου της δοκού, συναρτήσει της απόστασης x του σημείου απ' το άκρο, δίνεται στο παρακάτω διάγραμμα (χρησιμοποιούμε τα διαγράμματα Med- x και Mpl,rd- V).



Με βάση αυτό το διάγραμμα προκύπτει μια διγραμμική περιβάλλουσα $V(x)$ μέσω της οποίας υπολογίζονται οι ήλοι. Η κλίση του κάθε ευθύγραμμου τμήματος της περιβάλλουσας περιορίζεται από τις μέγιστες και ελάχιστες αποστράσεις των ήλων.

Παρατηρούμε σημαντική αύξηση της V στο σημείο που διακόπτεται το cover plate. Ανάλογη μεταβολή θα είχε και στην περίπτωση ενός σημειακού φορτίου.

Αν η δοκός δεν είχε cover plate τότε το αντίστοιχο διάγραμμα $V-x$ θα ήταν το παρακάτω:

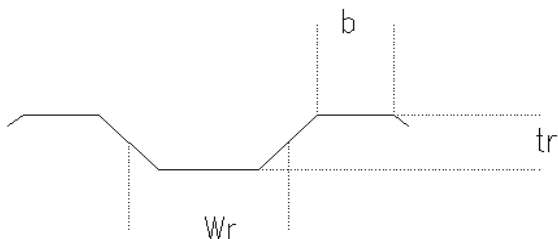


Αυξάνοντας το ομοιόμορφο φορτίο q το σημείο όπου $V=0$ (με $X>0$) μετατοπίζεται προς τ'αριστερά.

Με βάση τα δύο τελευταία διαγράμματα παρατηρούμε ότι η κατανομή των ήλων ενδεχομένως να μην είναι πάντα ομοιόμορφη.

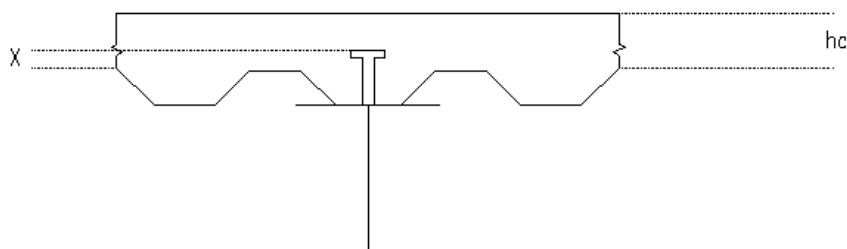
1.4 Γεωμετρικοί περιορισμοί:

a)



$$Wr > 50\text{mm} , Wr < b , tr < 75\text{mm}$$

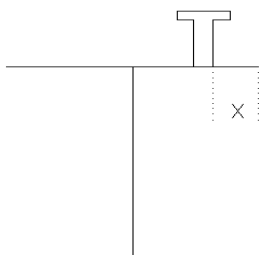
b)



$$hc > 50\text{mm} , x > 38\text{mm} , d \leq 19\text{mm} (\text{διάμετρος ήλου})$$

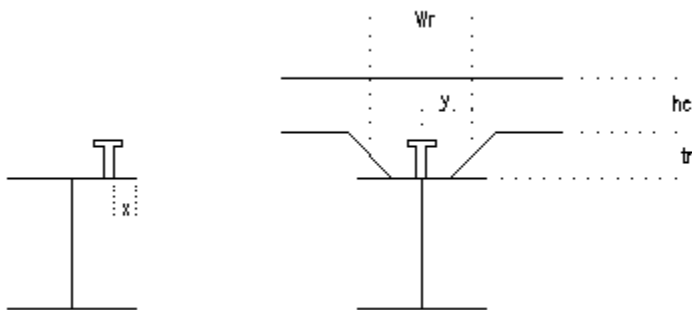
c) Ανεξάρτητα από τις μέγιστες ή ελάχιστες αποστάσεις των ήλων, το φύλλο θα πρέπει να αγκυρώνεται στη δοκό ανα αποστάσεις που δεν ξεπερνούν τα 460mm.

d) Για δοκούς κάθετες στο φύλλο αγνοείται το σκυρόδεμα εντός των αυλακώσεων όταν υπολογίζουμε ροπές αδράνειας, ροπές αντοχής, A_c κ.τ.λ. Επίσης ισχύουν και οι παρακάτω περιορισμοί:



- σε κάθε νεύρωση τοποθετείται μία μόνο σειρά ήλων
- $x \geq \min(ds, 2.54\text{cm})$

e) Αντίθετα, για δοκούς παράλληλες στην διεύθυνση του φύλλου το σκυρόδεμα στις αυλακώσεις λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς.



$$x \geq \min(d, 2.54cm)$$

$$y \geq d + \frac{tr}{4}$$

αν $tr \geq 38mm$ τότε πρέπει

i)για ένα ήλο εντός νεύρωσης $Wr \geq 50mm$

ii)για δύο ήλους εντός νεύρωσης $Wr \geq 50 + 4d mm$

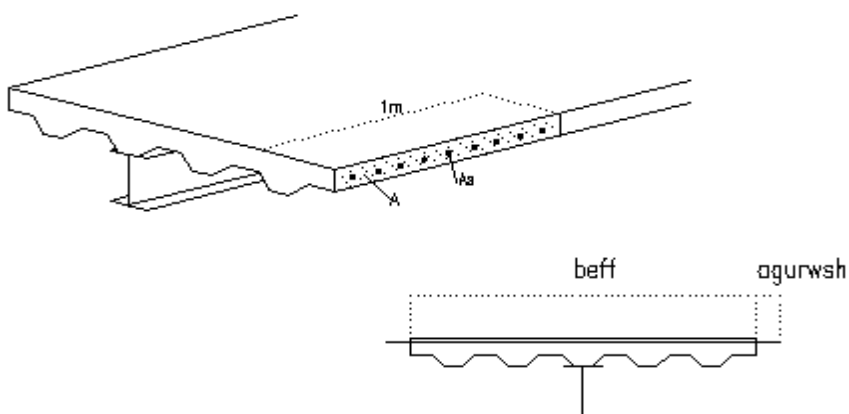
iii)για n ήλους εντός νεύρωσης $Wr \geq 50 + n * 4 * d mm$

όπου d η διάμετρος των ήλων

f)Η διάμετρος του ήλου δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή $d_o=2.5*t_f$ εκτός αν βρίσκεται πάνω απ'τον κορμό της δοκού.

1.5 Διατμητική κάλυψη πλάκας(I.3.1):

Στους παρακάτω υπολογισμούς συνεκτιμάται ο οπλισμός της πλάκας.



$$\rho_{min} = \frac{As,min}{A} = 0.002$$

Ο ομοιόμορφα κατανεμημένος οπλισμός τοποθετείται στο άνω μισό του h_c και επεκτείνεται μέχρι ένα μήκος ευθύγραμμης αγκύρωσης πέρα απ'το σημείο που σταματά το συνεργαζόμενο πλάτος.

1.6 Γενικές παρατηρήσεις:

- Τα άκρα όλων των δοκών θεωρούνται απ'τον ASCI 360-05 πλευρικά και στροφικά εξασφαλισμένα.
- Οι διαδοκίδες κατα την φάση κατασκευής εξασφαλίζονται απ'το κάθετο σε αυτές χαλυβδόφυλλο
- Δεν απαιτείται έλεγχος τάσεων λειτουργικότητας
- Στην περίπτωση όπου λόγω μεγάλου μήκους της σιδηροδοκού απαιτείται ενδιάμεση σύνδεση τότε αυτή τοποθετείται περίπου σε απόσταση $l/3$ από το άκρο και ακολουθεί τις διατάξεις του EC3 και όχι του Αμερικάνικου κανονισμού.
- $21\text{Mpa} < f'_c < 70\text{Mpa}$
- Ροπέςπερί τον ασθενή άξονα και τέμνουσες παράλληλες στο επίπεδο των πελμάτων λαμβάνονται υπόψη εφόσον κρίνεται ότι δεν είναι αμελητέες
- Η συγκόλληση του cover-plate θα υπολογιστεί με βάση τις διατάξεις του EC3
- Όταν μια διατομή είναι non-compact, η αντοχή της δεν ισούται απαραίτητα με την ελαστική αντοχή. Εκμεταλεύονται τα αποθέματα πλαστικής αντοχής στα πέλματα.
- Όλες οι διατομές έχουν επιλεχθεί ώστε να είναι compact
- Για την συγκόλληση των ήλων στο πέλμα της δοκού γίνεται λόγος στην παράγραφο I.3.2.d
- Για δεδομένο βαθμό διατμητικής σύνδεσης έχουμε την πλήρη πλαστική αντοχή της δοκού (που επιτυγχάνεται με σχετική ολίσθηση εκτός αν $PCC=1$) και την ροπή αντοχής της δοκού που αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση έναρξης της σχετικής ολίσθησης. Οι δύο αυτές ροπές διαφέρουν. Στον υπολογισμό των ήλων με μερική σύνδεση υπολογίζεται ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης PCC ώστε να έχω εξίσωση της δρώσας ροπής με την πλαστική ροπή της δοκού για αυτό το PCC , και επομένως έχω σχετική ολίσθηση (εκτός αν η δρώσα ροπή είναι ίση με την πλαστική ροπή αντοχής της δοκού για πλήρη σύνδεση). Δεν υπολογίζω το PCC με κριτήριο η ροπή αντοχής απουσία σχετικής ολίσθησης να είναι αυτή που θα ισούται με την δρώσα ροπή.
- Οι ήλοι υπολογίζονται μόνο για τα διατμητικά φορτία που προέρχονται απ'τη δοκό. Τα διατμητικά φορτία λόγω σύμμικτης πλάκας αγνοούνται δεδομένου ότι η διαμήκης διατμητική αντοχή της σύμμικτης πλάκας είναι αρκετά μεγάλη ώστε να μην απαιτείται η επιπλέον αντοχή λόγω αγκύρωσης στον ήλο.
- Το etabs δεν εξετάζει την αλληλεπίδραση ροπής με τέμνουσα ή ροπής με αξονική. Στην πρώτη περίπτωση δεν δημιουργείται κάποιο πρόβλημα δεδομένου ότι τα δοκάρια είναι αμφιέρειστα και στο σημείο μέγιστης ροπής η τέμνουσα είναι ίση με 0. Στη δεύτερη όμως περίπτωση πρέπει να ληφθούν μέτρα ώστε να αποφύγουμε την αστοχία λόγω παρουσίας αξονικής δύναμης (αν και συνήθως δεν συμβαίνει κάτι τέτοιο). Αυτό επιτυγχάνεται ελέγχοντας τα σύμμικτα δοκάρια για την μέγιστη δρώσα

ροπή τους ταυτόχρονα με την μέγιστη αξονική τους(ακόμα και αν τα δύο αυτά μεγέθη δεν εμφανίζονται για τον ίδιο συνδυασμό).

- Το συνεργαζόμενο πλάτος σύμφωνα με την παράγραφο Ι.3 του κανονισμού δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την ελάχιστη από τις παρακάτω αποστάσεις:

α) $L/8$ όπου L είναι το μήκος της δοκού

β) $S/2$ όπου S είναι η απόσταση απ' τη γειτονική σύμμικτη δοκό

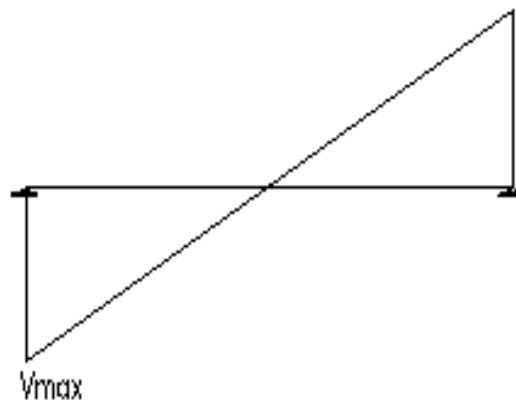
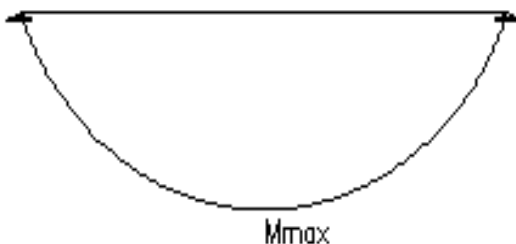
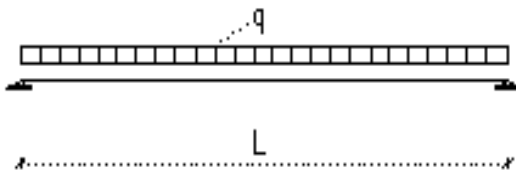
- Κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας για αμφιέρειστη, πλευρικά εξασφαλισμένη δοκό διατομής διπλού ταύ υπο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο:

Για δοκό διατομής κατηγορίας 1 μήκους L_1 έχουμε στην αστοχία $M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = M_{pl,rd}$, $q = q_1$ και $V_{max} = q_1 \cdot L_1/2 < V_{pl,rd}$. Μειώνοντας το μήκος L_1 απαιτείται μεγαλύτερο φορτίο q_1 (αντιστρόφως ανάλογο του τετραγώνου του μήκους L_1) και η τέμνουσα V_{max} αυξάνεται. Παρατηρούμε τα εξής:

- 1 Αν μειώσουμε αρκετά το μήκος ώστε $L_1 = L_o = \frac{4 \cdot M_{pl,rd}}{V_{pl,rd}}$ έχω ταυτόχρονα $M_{max} = M_{pl,rd}$ και $V_{max} = V_{pl,rd}$. Έτσι για $L_1 \leq L_o$ έχω αστοχία τέμνουσας, ενώ στο άνοιγμα ισχύει $M_{max} < M_{pl,rd}$. Ε έχω δηλαδή πλεόνασμα ροπής. Για παράδειγμα το μήκος L_o για μια δοκό IPE 180 με $f_y = 355000 \text{ Kpa}$ προκύπτει $L_o = 1.02 \text{ m}$.
- 2 Για $L > L_o$ αποδεικνύεται ότι δεν υπάρχει ενδεχόμενο για αστοχία από αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας, οπότε αστοχία θα επέλθει από υπέρβαση της καμπτικής αντοχής.

Όταν $L = \frac{4 \cdot M_{pl,rd}}{V_{pl,rd}}$ τότε στην οριακή κατάσταση αστοχίας της δοκού ισχύουν:

$$M_{max} = M_{pl,rd}$$



2.ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΛΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3

2.1 Φορτία πλευρικής εξασφάλισης:

Πρόκειται για τα φορτία που μεταφέρονται από τα εξασφαλιζόμενα δοκάρια στα δοκάρια που παρέχουν την πλευρική εξασφάλιση(και ύστερα στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας). Οι υπολογισμοί έχουν ως εξής:

a)Υπολογίζεται η ατέλεια:

$$e_0 = a_m L / 500$$

όπου L είναι το μήκος της εξασφαλιζόμενης δοκού

$$\text{και } a_m = (0.5 * (1 + 1/m))^{0.5}$$

στο οποίο m είναι ο αριθμός των μελών που αντιστηρίζονται από πλευρική εκτροπή

b)Για κάθε διεύθυνση όπου τείνουν να εκτραπούν οι δοκοί το συνολικό φορτίο πλευρικής εξασφάλισης είναι:

$$q(Kn/m) = (\Sigma N_{ed}) * (8 * (e_0 + \delta_q) / L^2)$$

όπου δ_q είναι η εντός επιπέδου παραμορφώση του συστήματος οριζόντιας δυσκαμψίας και L του οριζόντιου συστήματος δυσκαμψίας.Δεδομένης της μορφολογίας του συστήματος οριζόντιας και κατακόρυφης δυσκαμψίας λαμβάνω $\delta_q = 0$. Το q για εκτροπή στις δύο διευθύνσεις x και y θα υπολογιστεί κατευθείαν(εφόσον λαμβάνω εξ' αρχής $\delta_q = 0$) για το συνδυασμό: $S = 1.35 * (D + SDL) + 1.5 * S + 1.05 * Q + 0.9 * DT1$. Για εκτροπή στις διευθύνσεις x και y υπολογίζουμε τα φορτία πλευρικής εξασφάλισης q_x και q_y αντίστοιχα .

$$N_{Ed} = (M_{max} / (h - t_f)) + (b_f * t_f * N_{max} / A)$$

όπου M_{max}, N_{max} είναι η μέγιστη ροπή και αξονική αντίστοιχα στην δοκό.

και h είναι το συνολικό ύψος της δοκού.

c)Αφού τελικά υπολογίσω τα q_x, q_y τα ανάγω σε συγκεντρωμένα φορτία στους κόμβους, δοκών που παρέχουν την πλευρική εξασφάλιση, και πλευρικά εξασφαλιζόμενων δοκών(τα συγκεντρωμένα φορτία στους ακραίους κόμβους είναι κατα 50% απομειωμένα σε σχέση με τα υπόλοιπα).Ο λόγος που δεν εφαρμόζονται τα q (ως συγκεντρωμένα φορτία)κατευθείαν στους οριζόντιους συνδέσμους ή τα τοιχεία είναι για να ληφθεί υπόψη η θλίψη στα δοκάρια που παρέχουν την πλευρική εξασφάλιση.

d)Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι και οι στηρίζουσες δοκοί, θα ελέγχονται για το φορτίο q μέσω δύο συνδυασμών όπου κάθε φορά θεωρούμε ότι το σύνολο των δοκών που είναι παράλληλες στη διεύθυνση x ή y τείνουν να παρεκτραπούν προς μία διεύθυνση,την y ή x αντίστοιχα.

α) $S=1.35*(D+SDL)+1.5*S+1.05*Q+0.9*DT1+q'_{x+}+q'_{y+}$ (όπου η φόρτιση q'_{x+} περιλαμβάνει τα συγκεντρωμένα φορτία που αντιστοιχούν στο κατανεμημένο φορτίο q_x , τα οποία έχουν διεύθυνση προς τα θετικά του άξονα x, και αντίστοιχα η φόρτιση q'_{y+} περιλαμβάνει τα συγκεντρωμένα φορτία που αντιστοιχούν στο κατανεμημένο φορτίο q_y , τα οποία έχουν διεύθυνση προς τα θετικά του άξονα y)

β) $S=1.35*(D+SDL)+1.5*S+1.05*Q+0.9*DT1+q'_{x-}+q'_{y-}$ (όπου η φόρτιση q'_{x-} περιλαμβάνει τα συγκεντρωμένα φορτία που αντιστοιχούν στο κατανεμημένο φορτίο q_x , τα οποία έχουν διεύθυνση προς τα αρνητικά του άξονα x, και αντίστοιχα η φόρτιση q'_{y-} περιλαμβάνει τα συγκεντρωμένα φορτία που αντιστοιχούν στο κατανεμημένο φορτίο q_y , τα οποία έχουν διεύθυνση προς τα αρνητικά του άξονα y).

*Πλευρική εξασφάλιση παρέχουν μόνο οι δοκοί που καταλήγουν σε κόμβο οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας. Επίσης θεωρώ ότι τα κύρια δοκάρια 2 του δευτέρου ορόφου δεν εξασφαλίζονται πλευρικά

Ο οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας θα πρέπει να ελέγχεται και στην περίπτωση που το σταθεροποιούμενο μέλος περιλαμβάνει σύνδεση με μάτισμα. Απο το σημείο ματίσματος πρέπει να μπορεί να μεταφέρεται στον σύνδεσμο δύναμη ίση με $a_m * N_{ed}/100$. Στον έλεγχο δεν συμπεριλαμβάνονται τα φορτία λόγω ατελειών των πλευρικά εξασφαλιζόμενων δοκών που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο.

2.2 Πλαστικοποίηση διατομής:

Ανακατανομές ροπών (EC3 μέρος 1-1, παράγραφος 5.5):

Σε ενδιάμεσες στηρίξεις συνεχών δοκών επιτρέπεται η ροπή M_{ed} να ξεπερνά κατά 15% την ροπή αντοχής αν ισχύουν τα παρακάτω:

i) Η διατομή είναι κατηγορίας 1 ή 2

ii) Παρεμποδίζεται ο στρεμπτοκαμπτικός λυγισμός των μελών. Αυτό επιτυγχάνεται με πλευρική ή στροφική εξασφάλιση τέτοια ώστε το ανυποστήριχτο τμήμα που περιέχει την διατομή ανακατανομής ροπών να είναι ευσταθές με βάση την παράγραφο 3.3 του παραρτήματος BB του μέρους 1-1 του EC3.

iii) Τα εντατικά μεγέθη στο πλαίσιο να παραμένουν σε ισορροπία με τα εφαρμοζόμενα φορτία.

Απαιτήσεις διατομών για ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης (EC3, μέρος 1-1, 5.6 και 6.3.5.2):

- Η διατομή είναι κατηγορίας 1
- Αν η τέμνουσα υπερβαίνει το 10% της αντοχής, τότε απαιτούνται ενισχύσεις κορμού εκατέρωθεν της διατομής πλαστικής άρθρωσης σε απόσταση έως $h/2$

- Απαιτείται πλευρική και στροφική εξασφάλιση στην θέση της πλαστικής άρθρωσης ή το πολύ σε απόσταση $h/2$ από αυτή.
- Κάθε σταθεροποιούμενο μέλος στη θέση πλαστικής άρθρωσης μεταφέρει στον οριζόντιο σύνδεσμο δυσκαμψίας δύναμη $Q_m = 1.5 \cdot a_m \cdot (N_{f,ed}/100)$. Στον έλεγχο για δύναμη Q_m συμμετέχουν εξωτερικά φορτία, όχι όμως και τα φορτία λόγω ατελειών.
- Σε κάθε θέση πλαστικής άρθρωσης το μέσο σύνδεσης (κοχλίας ή συγκόλληση) του σταθεροποιούμενου μέλους με το μέλος που παρέχει την πλευρική ή στροφική εξασφάλιση, θα πρέπει να μπορεί να παραλάβει δύναμη ίση με $0.025 \cdot N_{f,ed}$.

Εξασφάλιση πλαστικής άρθρωσης σε συνεχείς δοκούς (6.3.5.2):

- Στη θέση πλαστικής άρθρωσης απαιτείται πλευρική εξασφάλιση του θλιβόμενου πέλματος και στροφική εξασφάλιση της διατομής (η στροφική εξασφάλιση μπορεί να επιτευχθεί με επιπλέον πλευρική εξασφάλιση του κάτω πέλματος) ικανή να παραλάβει τις δυνάμεις από τοπικούς λυγισμούς
- Προστασία της δοκού εκατέρωθεν της πλαστικής άρθρωσης, από στρεπτοκαμπτικό σύμφωνα με την παράγραφο 17.
- Η σύνδεση του μέλους που παρέχει πλευρική εξασφάλιση, στο εξασφαλιζόμενο μέλος θα πρέπει να μπορεί να παραλάβει δύναμη ίση με $0.025 \cdot N_{f,ed}$ η οποία είναι κάθετη στο επίπεδο του κορμού και παράλληλη στο μέλος.
- Οι εξασφαλίσεις της διατομής θα πρέπει να απέχει το μέγιστο $h/2$ απ' τη θέση της πλαστικής άρθρωσης.
- Κάθε σταθεροποιούμενο μέλος στη θέση πλαστικής άρθρωσης μεταφέρει στον οριζόντιο σύνδεσμο δυσκαμψίας δύναμη ίση με $1.5 \cdot a_m \cdot N_{f,ed}/100$. Το a_m υπολογίζεται όπως και στη παράγραφο 3.

2.3 Ιδιότητες διατομών:

Ιδιότητες διατομών-καθαρές διατομές (EC3, μέρος 1-1, 6.2.2.2):

Πλήρης διατομή: Οι ιδιότητες της πλήρους διατομής πρέπει να καθορίζονται χρησιμοποιώντας τις ονομαστικές διαστάσεις. Οπές για κοχλίες δεν χρειάζεται να αφαιρεθούν, αλλά πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για μεγαλύτερα ανοίγματα. Υλικά αποκατάστασης της συνέχειας δεν πρέπει να περιλαμβάνονται.

Καθαρή διατομή: (1) Η καθαρή επιφάνεια μιας διατομής πρέπει να λαμβάνεται ως η ολική της επιφάνεια μείον τις κατάλληλες μειώσεις για όλες τις οπές και τα άλλα ανοίγματα.

(2) Για τον υπολογισμό των ιδιοτήτων της καθαρής διατομής, η μείωση για μία οπή κοχλία πρέπει να είναι η ολική επιφάνεια της οπής στο επίπεδο του άξονά της. Για οπές κοχλιών βυθισμένης κεφαλής, πρέπει να γίνεται κατάλληλη πρόβλεψη για το βυθισμένο τμήμα.

(3) Υπό την προϋπόθεση ότι οι οπές των κοχλιών δεν έχουν διάταξη μορφής ζικ-ζακ, η συνολική επιφάνεια που θα αφαιρεθεί για οπές κοχλιών πρέπει να είναι το μέγιστο άθροισμα

των επιφανειών (4) Όπου οι οπές κοχλιών έχουν διάταξη μορφής ζικ-ζακ, η συνολική επιφάνεια που θα αφαιρεθεί για κοχλίες είναι η μεγαλύτερη από:

α) Τη μείωση για ζικ-ζακ οπές που δίνεται στην παράγραφο 3 παραπάνω

$$b) t * (n * d - \sum s^2 / (4 * p))$$

όπου s είναι στη διάταξη του ζικ-ζακ, η απόσταση των κέντρων δύο διαδοχικών οπών, μετρούμενη

παράλληλα με τον άξονα του μέλους

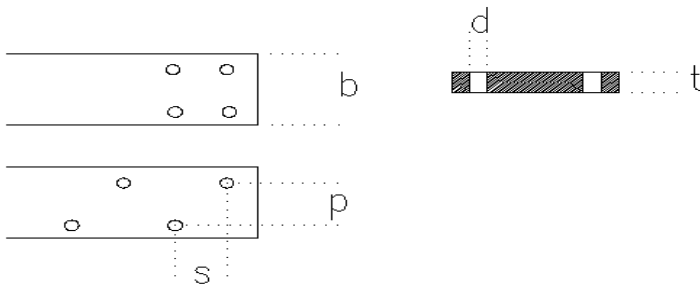
p είναι η απόσταση των κέντρων των δύο ίδιων οπών μετρούμενη κάθετα στον άξονα του

μέλους

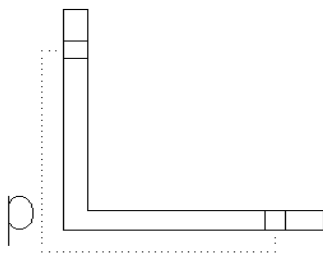
t είναι το πάχος

n είναι ο αριθμός των οπών που τέμνονται από κάθε διαγώνιο ή ζικ-ζακ γραμμή

d είναι η διάμετρος της οπής



(5) Σε ένα γωνιακό ή άλλο μέλος με οπές σε περισσότερα από ένα επίπεδα, η απόσταση p θα πρέπει να μετράται κατά μήκος του μέσου άξονα του υλικού



2.4 Αντοχές διατομών και μελών:

Αντοχές διατομών-γενικά (EC3, μέρος 1-1, 6.2.1):

Ισχύουν τα εξής:

- $\gamma_{MO} = 1$

- $\gamma_{M1}=1$
- $\gamma_{M2}=1.25$
- Όλες οι διατομές στα μέλη της κατασκευής που μελετάται στην εργασία είναι κατηγορίας 1 ή 2 οπότε δεν υπάρχει ενδεχόμενο ελαστικής αντοχής ή μερικής πλαστικοποίησης παρα μόνο πλήρους πλαστικοποίησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Εφελκυσμός(EC3,μέρος 1-1,6.2.3):

Θα πρέπει να ισχύει: $N_{ed} \leq N_{t,rd}$ όπου: $N_{t,rd} = \min\{N_{pl,rd}, N_{u,rd}\}$ με $N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ και $N_{u,rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$ (A_{net} είναι η καθαρή διατομή). Για ικανοτικό σχεδιασμό θα πρέπει $N_{pl,rd} < N_{u,rd}$. Σε συνδέσεις κατηγορίας C ισχύει $N_{t,rd} = N_{u,rd}$. Για γωνιακά συνδεδεμένα μέσω ενός σκέλους έχουμε (EC3, μέρος 1-8, 3.10.3):

α) για μία οπή: $N_{u,rd} = 2 \cdot (e_2 - 0.5 \cdot d_0) \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M2}$.

β) για δύο οπές: $N_{u,rd} = \beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$

γ) για τρεις οπές: $N_{u,rd} = \beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$

P_1	$\leq 2.5 \cdot d_0$	$> 5d_0$
2 οπές	0.4	0.7
3 οπές	0.5	0.7

Θλίψη(EC3,μέρος 1-1,6.2.4):

Θα πρέπει να ισχύει: $N_{ed} < N_{c,rd}$ όπου $N_{c,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Οι οπές αγνοούνται αν δεν είναι υπερμεγέθεις ή επιμήκεις

Ροπές κάμψης(EC3,μέρος 1-1,6.2.5):

Θα πρέπει να ισχύει: $M_{ed} \leq M_{c,rd}$

Για διατομές 1 ή 2: $M_{c,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Οι οπές στο εφελκυσμένο πέλμα αγνοούνται εφόσον: $\frac{A_{f,net} \cdot 0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f}{\gamma_{M0}}$ (κριτήριο και για το αν η διατομή μπορεί να αναπτύξει πλαστική άρθρωση).

Οι οπές στην εφελκυσμένη ζώνη του κορμού αγνοούνται εφόσον ισχύει η παραπάνω σχέση σε όλη την εφελκυσμένη ζώνη.

Οι οπές στο θλιβόμενο πέλμα αγνοούνται αν δεν είναι υπερμεγέθεις ή επιμήκεις.

Τέμνουσα(EC3,μέρος 1-1,6.2.6):

Θα πρέπει να ισχύει: $\frac{V_{ed}}{V_{cd}} \leq 1$

Απουσία στρέψης έχουμε: $V_{pl,rd} = \frac{A v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{Y_{MO}}$

Για ελατές διατομές διπλού ταυ: $A v = A - (2 \cdot b \cdot t) + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$

Για συγκολλητές διατομές διπλού ταυ: $A v = h_w \cdot t_w$

Για ελλατές κοίλες ορθογωνικές διατομές ομοιόμορφου πάχους: $A v = \frac{A \cdot h}{b+h}$ ή $A v = \frac{A \cdot b}{b+h}$

Μείωση της αντοχής σε τέμνουσα λόγω διατμητικού λυγισμού στον κορμό έχουμε όταν:

$$\frac{h w}{t w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{h} \cdot (EC3, 1.5)$$

Σε περιοχές συνδέσεων έχω απομείωση $V_{pl,rd}$ λόγω οπών

Παρουσία στρέψης έχω επίσης απομείωση της $V_{pl,rd}$

Στρέψη(6.2.7)

Πρέπει: $T_{ed} \leq T_{rd}$ όπου $T_{rd} = T_{t,ed} + T_{w,ed}$. (για κοιλοδοκούς λαμβάνεται $T_{w,ed} = 0$)

Απομειωμένη αντοχή σε διάτμηση για κοίλη διατομή: $V_{pl,T,rd} = \left[1 - \frac{\tau_{ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{Y_{MO}}{Y_{MO}}} \right] \cdot V_{pl,rd}$ όπου

$$\tau_{ed} = \frac{T_{t,ed}}{2 \cdot A_m \cdot t} \leq \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{Y_{MO}}$$

$T_{t,ed}$: δρώσα ροπή στρέψης

t: πάχος

$$A_m = (a - t)^2$$

(στη συγκεκριμένη εργασία στρέψη έχω μόνο σε κολόνες οι οποίες έχουν κοίλες ορθογωνικές διατομές)

Κάμψη και διάτμηση(6.2.8)

Αν $V_{ed} \leq \frac{V_{pl,rd}}{2}$ τότε η V_{ed} αγνοείται (εκτός αν προκαλεί διατμητικό λυγισμό)

Αν $V_{ed} \geq \frac{V_{pl,rd}}{2}$ τότε για τον υπολογισμό της M_{rd} λαμβάνουμε $f'_{y} = f_y \cdot \rho$ όπου $\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{ed}}{V_{pl,rd}} - 1 \right)^2$

Παρουσία στρέψης: για $V_{ed} < V_{pl,T,rd}/2$ δεν απομειώνω τη ροπή αντοχής

$$\text{Για } V_{ed} > V_{pl,T,rd}/2 \text{ λαμβάνουμε } \rho = \left(\frac{2 \cdot V_{ed}}{V_{pl,T,rd}} - 1 \right)^2$$

Για κάμψη και διάτμηση σε διατομές διπλού ταύ η απομειωμένη ροπή αντοχής περι τον ισχυρό άξονα είναι:

$$M_{y,v,rd} = \frac{\left(w_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w}\right) \cdot f_y}{Y_{M0}} < M_{pl,y,rd} \text{ με } A_w = h_w \cdot t_w$$

Κάμψη με αξονική(για διατομές 1ή2)(6.2.9):

Διατομές διπλού ταυ(ελατές ή συγκολλητές):Στον υπολογισμό της ροπής αντοχής περι τον ισχυρό άξονα αγνοώ N_{ed} αν ισχύουν και οι δύο επόμενες σχέσεις

$$\alpha) N_{ed} < 0.25 \cdot N_{pl,rd}$$

$$\beta) N_{ed} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{Y_{M0}}$$

$$\text{Αγνοώ ροπή περι τον ασθενή άξονα αν ισχύει: } N_{ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{Y_{M0}}$$

Εφόσον μπορούν να αγνοηθούν οι οπές κοχλιών επιτρέπονται τα παρακάτω:

$$M_{n,y,rd} = \frac{1-n}{1-0.5 \cdot a} \cdot M_{pl,y,rd} \leq M_{pl,y,rd}$$

$$M_{n,z,rd} = M_{pl,z,rd} \text{ αν } n \leq a$$

$$M_{n,z,rd} = M_{pl,z,rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right] \text{ αν } n > a$$

$$N = N_{ed} / N_{pl,rd}$$

Για κοίλες ορθογωνικές ή συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς:

$$M_{n,y,rd} = M_{pl,y,rd} \cdot \left(\frac{1-n}{1-0.5 \cdot a_w}\right) \leq M_{pl,y,rd}$$

$$M_{n,z,rd} = M_{pl,z,rd} \cdot \left(\frac{1-n}{1-0.5 \cdot a_f}\right) \leq M_{pl,z,rd}$$

$$\text{Για κοίλες: } a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t}{A} \leq 0.5$$

$$\text{Για συγκολλητές κιβωτιοειδείς: } a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \leq 0.5$$

$$\text{Για κοίλες: } a_f = \frac{A - 2 \cdot h \cdot t}{A} \leq 0.5$$

$$\text{Για συγκολλητές κιβωτιοειδείς: } a_f = \frac{A - 2 \cdot h \cdot t_w}{A} \leq 0.5$$

Για διαξονική κάμψη απομειώνω τις ροπές αντοχής για τέμνουσα και αξονική και ύστερα εφαρμόζω την παρακάτω σχέση:

$$\left(\frac{M_{y,ed}}{M_{y,rd}}\right)^a + \left(\frac{M_{z,ed}}{M_{z,rd}}\right)^\beta \leq 1 \text{ (τα } \alpha \text{ και } \beta \text{ προσδιορίζονται στην παράγραφο 6.2.9.1 του μέρους 1-1 του EC3)}$$

Αντοχή σε λυγισμό υπό αξονική θλίψη(6.3.1):

Πρέπει: $N_{ed} \leq N_{b,rd}$ όπου $N_{b,rd} = \frac{X \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$ (στο A δεν λαμβάνονται υπόψη οπές στα άκρα του υποστηλώματος)

$$X = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}} \quad \text{και} \quad \phi = 0.5 * (1 + \alpha * (\lambda - 0.2) + \lambda^2) \quad \text{όπου } \lambda \text{ η ανηγμένη λυγηρότητα}$$

$$\lambda = \left(\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}} \right)^{0.5} \quad N_{cr} = \frac{9.859 \cdot E \cdot I}{(\beta \cdot l)^2} \quad \text{όπου:}$$

α)β ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους

β) L το μήκος του μέλους

το α προκύπτει από την καμπύλη του λυγισμού ανάλογα με τη γεωμετρία της διατομής(πίνακες 6.1 και 6.2)

αν $\lambda < 0.2$ ή $N_{ed} < 0.04 \cdot N_{cr}$ δεν απομειώνεται η θλιπτική αντοχή λόγω λυγισμού

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός(6.3.2)

Πρέπει: $M_{ed} \leq M_{b,rd}$ όπου $M_{b,rd} = X_{lt} * W_y * f_y / \gamma_{M1}$

$W_y = W_{pl,y}$ χωρίς να λάβω υπόψη οπές στην διατομή

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} \quad , \quad \phi_{LT} = 0.5 * (1 + \alpha_{LT} * (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2)$$

Το α_{LT} προκύπτει απ' την γεωμετρία της διατομής και τις καμπύλες λυγισμού(πίνακες 6.3 και 6.4)

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}} \right)^{0.5}$$

Αν $\lambda_{LT} < 0.2$ ή $M_{ed} < 0.04 \cdot M_{cr}$ τότε δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Για διατομές διπλής συμμετρίας(θεωρώντας ότι $z_g = z_j = 0$):

$$M_{cr} = C_1 * \frac{9.859 \cdot E \cdot I}{(k \cdot l)^2} * \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(k \cdot l)^2 \cdot G \cdot I_t}{9.859 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5} \quad \text{όπου:}$$

L το μήκος του πλευρικά ανυποστήριχτου μήκους

C1 συντελεστής που εξαρτάται από το είδος των στηρίξεων και την κατανομή ροπών

K, k_w συντελεστές που εξαρτώνται από το είδος των στηρίξεων(για ελευθέρωση της στροφής στους

άξονες της διατομής $k = k_w = 1$)

I_t : σταθερά στρέψης

lw:σταθερά στρέβλωσης

Μέλη σε θλίψη και κάμψη(6.3.3)

Εφαρμόζονται οι παρακάτω σχέσεις του EC3 σε διαδοχικές θέσεις κατα μήκος του μέλους και εξασφαλίζεται η προστασία έναντι οποιασδήποτε μορφής αστοχίας διατομής ή αστοχίας μέλους.

$$A) \frac{N_{ed}}{\frac{\chi_{y^*} N_{rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,ed}}{\chi_{lt^*} \frac{M_{y,rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{z,ed}}{\frac{M_{z,rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$B) \frac{N_{ed}}{\frac{\chi_{z^*} N_{rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,ed}}{\chi_{lt^*} \frac{M_{y,rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{z,ed}}{\frac{M_{z,rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Για μέλη που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, $\chi_{lt}=1$. Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης $k_{zz}, k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}$ δίνονται στο παράρτημα Β του μέρους 1-1 του EC3.

Οι ροπές $M_{y,rk}$ και $M_{z,rk}$ είναι απομειωμένες για διάτμηση.

Διατμητικός λυγισμός:

Ο διατμητικός λυγισμός αποφεύγεται όταν ισχύει $\frac{hw}{tw} < 72 * \frac{\varepsilon}{n}$.

όταν $\frac{hw}{tw} > 72 * \frac{\varepsilon}{n}$ όπου ($\varepsilon = (\frac{235}{f_y})^{0.5}$ και $n = 1.2$), θα πρέπει να ισχύουν τα παρακάτω:

$$V_{b,rd} = V_{bw,rd} + V_{bf,rd} \leq \frac{n * f_{yw} * hw * t}{\gamma_{M1} * 3^{0.5}} \quad \text{όπου:}$$

$$V_{bw,rd} = \frac{X_w * f_{yw} * hw * t}{\gamma_{M1} * 3^{0.5}} \quad \text{και} \quad \lambda_w = \frac{hw}{86.4 * t * \varepsilon}$$

όταν $\lambda_w < 0.83/h$ $X_w = n$

όταν $\lambda_w > 0.83/h$ $X_w = 0.83/n$

2.5 Μήκη ευσταθών τμημάτων

Μήκος ευσταθούς τμήματος για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό(που δέν περιέχει πλαστική άρθρωση) και εξασφαλίζεται πλευρικά στο θλιβόμενο πέλμα που ενδέχεται να προκαλέσει λυγισμό(6.3.5.3):

Για διατομή διπλού ταύ, με $\frac{h}{t_f} \leq 40\varepsilon$ και με γραμμικό διάγραμμα ροπών ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό μπορεί να αγνοείται($\chi_{lt}=1$) αν ισχύει:

$$L \leq L_{stable}$$

$$L_{stable} = 35 * \varepsilon * i_z \quad \text{για} \quad 0.625 \leq \psi \leq 1$$

$$L_{stable} = (60 - 40\psi) * \varepsilon * i_z \quad \text{για} \quad -1 \leq \psi \leq 0.625$$

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{fy}\right)^{0.5} \text{ και } \psi = \frac{Med,min}{Med,max} \text{ (λόγος ακραίων ροπών στο άνοιγμα)}$$

L : μήκος μεταξύ διαδοχικών πλευρικών στηρίξεων στο ίδιο πέλμα

$$\text{Αν στο εξεταζόμενο τμήμα ισχύει } \rho = \frac{Med,max}{Mpl,rd} \leq 1 \text{ τότε } L'_{stable} = L_{stable}/\rho$$

Μήκος ευσταθούς τμήματος για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό(που το ένα άκρο περιέχει πλαστική άρθρωση) και εξασφαλίζεται πλευρικά στο θλιβόμενο πέλμα που ενδέχεται να προκαλέσει λυγισμό(παράρτημα Β του μέρους 1-1, του EC3):

Για ελατές ή συγκολλητές διατομές διπλού ταύ ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό μπορεί να αγνοείται αν ισχύει:

$$L \leq Lm = \frac{38iz}{\left[\frac{1}{57.4} * \left(\frac{Ned}{A}\right) + \frac{1}{756 * C1^2} * \left(\frac{Wpl,y^2}{A * It}\right) * \left(\frac{fy}{235}\right)\right]^{0.5}} \text{ υπο τις παρακάτω προϋποθέσεις:}$$

- Το ένα άκρο του μέλους στην πλαστική άρθρωση υποστηρίζεται σύμφωνα με την παράγραφο 2.2
- Το άλλο άκρο εξασφαλίζεται:α) με μια πλευρική στήριξη στο θλιβόμενο πέλμα εφόσον αυτό

παραμένει υπο θλίψη σε όλο το μήκος του μέλους
β) με στρεπτική δέσμευση

2.6 Συνεχής πλευρική δέσμευση(B.B.2.1):

Για την πλευρική εξασφάλιση των διαδοκίδων του 2^{ου} ορόφου θα πρέπει να ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$S \geq \left(E * Iw * \frac{9.859}{L^2} + G * It + E * Iz * \frac{9.859}{L^2} * 0.25 * h^2\right) * \frac{70}{h^2}$$

S:η διατμητική δυσκαμψία(ανα μέτρο μήκους δοκού)που παρέχεται απ' το χαλυβδόφυλλο στη δοκό δεδομένου ότι έχω σύνδεση σε κάθε νεύρωση

h: ύψος δοκού

L:μήκος δοκού

Το S μειώνεται κατα 80% αν συνδέεται σε κάθε δεύτερη νεύρωση στη δοκό

Συνεχής στροφική δέσμευση:

Μια δοκός μπορεί να θεωρείται ικανοποιητικά στρεπτικά εξασφαλισμένη αν ισχύει:

$$C\theta, k > \frac{Mpl,k^2}{E * Iz} * K\theta * Ku \text{ όπου}$$

- C_{θ,k}=στροφική δυσκαμψία(ανα μέτρο μήκους της δοκού)που παρέχεται στη δοκό από το στεθεροποιητικό μέσο και τις συνδέσεις

- $K_u=0.35$ για ελαστική ανάλυση
- $K_u=1$ για πλαστική ανάλυση
- K_θ =συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την κατανομή της ροπής και τον τύπο στήριξης(παράρτημα ΒΒ.1 του μέρους 1-1του EC3
- $M_{pl,k}$ =χαρακτηριστική τιμή της πλαστικής ροπής της δοκού

2.7 Θέματα αντισεισμικότητας(EAK 2000):

- Θλιβόμενα στοιχεία.Για περιοχές όπου πρόκειται να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις,απαιτούνται κάποιοι γεωμετρικοί περιορισμοί ανάλογα με την κατηγορία της διατομής και τον συντελεστή συμπεριφοράς q .Οι γεωμετρικοί περιορισμοί δίνονται στον πίνακα 1 του παραρτήματος Γ του ΕΑΚ.
- Για εφελκούμενα στοιχεία ο λόγος της καθαρής διατομής σε θέσεις οπών κοχλιών προς την πλήρη διατομή δεν πρέπει να είναι μικρότερος απο την τιμή:
- $\frac{A_{net}}{A} = 1.262 * \frac{f_y}{f_u}$
- Σε πλάστιμα μέλη απαιτείται υπεραντοχή συνδέσεων ώστε να εξασφαλίζεται η επιρροή της διαρροής του μέλους στην ένταση της κατασκευής.Συγκεκριμένα θα πρέπει να ισχύει η παρακάτω σχέση: $R_d \geq 1.2 * R_{fy}$ όπου R_d η αντοχή της σύνδεσης και R_{fy} η αντοχή του πλάστιμου μέλους.
- Για κοχλιωτές συνδέσεις καθοριστική θα είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών

Για τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους της κατασκευής και τον ικανοτικό έλεγχο αυτών,για κάθε σεισμικό συνδυασμό συνδυασμό θα πρέπει να ισχύουν τα παρακάτω:

Για την εφελκούμενη ράβδο $\frac{N_{ed}}{N_{pd}} \leq 1$ όπου N_{pd} αντοχή σε εφελκυσμό.

Η θλιβόμενη ράβδος εν γένει δεν ελέγχεται σε θλίψη αλλά θα πρέπει να ικανοποιεί το παρακάτω κριτήριο: $\lambda = \left(\frac{A * f_y}{N_{cr}}\right)^{0.5} \leq 1.5$

όπου $N_{cr} = \frac{9.856 * E * I}{l^2}$.Για τον έλεγχο δοκών και στύλων που συνδέονται με την εφελκούμενη ράβδο τα σεισμικά μεγέθη του εκάστοτε συνδυασμού πολλαπλασιάζονται με $a_{cd} = \frac{1.2 * N_{pd} - N_{vd}}{N_{ed}} \leq q$ όπου:

N_{pd} η αντοχή της ράβδου

N_{vd} η θλίψη της ράβδου λόγω μή σεισμικών φορτίων του σεισμικού συνδυασμού

N_{ed} η θλίψη της ράβδου λόγω σεισμικών φορτίων του σεισμικού συνδυασμού

Κατα τον έλεγχο του οριζόντιου συνδέσμου τα σεισμικά φορτία θα πρέπει να επαυξάνονται κατά 50%.(Γ.7)

Για τον ικανοτικό έλεγχο της κεφαλοδοκού για τον εκάστοτε σεισμικό συνδυασμό θεωρούμε παραβολικό διάγραμμα ροπών με μέγιστη ροπή ίση με εκείνη του σεισμικού συνδυασμού.(στην πραγματικότητα η φόρτιση της κεφαλοδοκού δεν είναι πάντα ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο αλλά για ευκολία στους υπολογισμούς θεωρούμε πως το διάγραμμα είναι παραβολικό-παραδοχή υπέρ της ασφάλειας)

2.8 Λειτουργικότητα:

Για τα δοκάρια του 2^{ου} ορόφου εφαρμόζονται οι παρακάτω περιορισμοί:

Φορέας	δ_{max}	δ_2
μή βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

δ_{max} = το συνολικό βέλος

δ_1 = το βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

δ_2 = το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 = το αντιβέλος που σε αυτήν την εργασία λαμβάνεται ίσο με 0

Σε ότι αφορά τις ταλαντώσεις ένα επαρκές εμπειρικό μέτρο είναι το εξής(“ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ”- Ι.ΒΑΓΙΑΣ,Ι.ΕΡΜΟΠΟΥΛΟΣ,Γ.ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ):

$$\delta_1 + \delta_2 < 28\text{mm}$$

2.9 Γενικές παρατηρήσεις:

- Για την πλευρική εξασφάλιση των δοκών του 2^{ου} ορόφου ελέγχονται οι συνδέσεις, ο οριζόντιος σύνδεσμος και οι διαδοκίδες.Συντηρητικά, το συνολικό φορτίο ελέγχου των διαδοκίδων σε κάθε σειρά λαμβάνεται ίσο με q(στην πραγματικότητα το φορτίο των διαδοκίδων μειώνεται καθώς απομακρυνόμαστε απ’ τον οριζόντιο σύνδεσμο).Τα παραπάνω ισχύουν και για τον πρώτο όροφο, στη φάση κατασκευής μόνο.Στη φάση λειτουργίας τα δοκάρια εξασφαλίζονται πλευρικά από την πλάκα,και δεν απαιτείται επιπλέον αξονική καταπόνηση στον έλεγχο.
- Στις περιπτώσεις που το χαλυβδόφυλλο εξασφαλίζει δοκάρια θα πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο στην παράγραφο 18.
- Όλα τα δοκάρια είναι αμφιέριστα και όλα τα υποστυλώματα εδράζονται στη βάση μέσω άρθρωσης.
- Κατα τον υπολογισμό της απομειωμένης απ’ τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό ροπής αντοχής, λόγω θλίψης του άνω ή κάτω πέλματος, συντηρητικά αγνοούνται τυχόν πλευρικές στηρίξεις στο κάτω ή άνω πέλμα αντίστοιχα.
- Το etabs για κοίλες διατομές δεν απομειώνει την ροπή αντοχής λόγω τέμνουσας $V \geq V_{pl,rd}/2$.Επομένως όταν καταλήξουμε σε κάποια διατομή για τα υποστυλώματα του κτιρίου θα πρέπει να ελέγξουμε αν η μέγιστη τέμνουσα υπερβαίνει το όριο $V_{pl,rd}/2$,να απομειώσουμε κατάλληλα τη ροπή αντοχής για όλα τα υποστυλώματα(με βάση τη μέγιστη τέμνουσα-υπέρ της ασφάλειας)και να επαναλάβουμε τον έλεγχο.
- Οι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι αναρτώνται με ελκυστήρες από το διάφραγμα η τα δοκάρια και άρα δεν ελέγχονται για μεγέθη λειτουργικότητας.

3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΑΣΙ 318

3.1 Γενικά:

Μορφές τοιχείων στο κτίριο(ποιοτική απεικόνιση):



Ανάλογα με την μορφή του τοιχείου διενεργούνται έλεγχοι σε κάμψη, θλίψη, εφελκυσμό και διάτμηση. Σε ορισμένες περιπτώσεις θα χρησιμοποιηθεί και το προσομοίωμα θλιπτήρα-ελκυστήρα. Η διαστασιολόγηση θα πραγματοποιηθεί και με την βοήθεια της απεικόνισης των εσωτερικών τάσεων στα τοιχεία με χρήση πεπερασμένων τοιχείων.

Συντελεστές ασφάλειας ϕ (9.3):

- αντοχή σε διάτμηση: $\phi=0.75$
- αντοχή σε διάτμηση για σεισμικά φορτία: $\phi=0.6$
- προσομοίωμα θλιπτήρα-ελκυστήρα: $\phi=0.75$
- αντοχή σε θλίψη: $\phi=0.65$
- κάμψη με θλίψη: όταν $\epsilon_c=0.003$ και $\epsilon_t < \epsilon_y$ λαμβάνουμε $\phi=0.65$
- κάμψη με θλίψη: όταν $\epsilon_c=0.003$ και $\epsilon_t > 0.005$ λαμβάνουμε $\phi=0.9$
- κάμψη με θλίψη: όταν $\epsilon_c=0.003$ και $\epsilon_y \leq \epsilon_t \leq 0.005$ υπολογίζουμε το ϕ γραμμική παρεμβολή.
- Τα παραπάνω ισχύουν όταν $f_y \leq 550 \text{ Mpa}$

3.2 Ελάχιστοι οπλισμοί τοιχείων:

Κατακόρυφα τοιχεία: ρ_t : οριζόντιος οπλισμός

ρ_l : κατακόρυφος οπλισμός

Οριζόντια τοιχεία: ρ_t : κατακόρυφος οπλισμός

ρ_l : οριζόντιος οπλισμός

Οι ελάχιστοι οπλισμοί δίνονται στα κεφάλαια 11 και 15. Επιλέγονται οι μέγιστες τιμές που προκύπτουν απ' τα δύο κεφάλαια.

Κεφάλαιο 11:

$\rho t = \frac{A_{vt}}{s \cdot h} \geq 0.0025$ και $S \leq \min(\frac{lw}{3}, 3 \cdot h, 450mm)$ όπου S η μέγιστη απόσταση των οπλισμών.

$\rho l = \frac{A_{vl}}{s \cdot h} \geq \max\left\{0.0025, 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{hw}{lw}\right) \cdot (\rho t - 0.0025)\right\}$ και $S \leq \min(\frac{lw}{3}, 3 \cdot h, 450mm)$

Κεφάλαιο 14:

Για $\Phi \leq 16mm$ και $f_y \geq 420Mpa$ $\rho t \geq 0.002$, διαφορετικά $\rho t \geq 0.0025$

$S \leq \min(450mm, 3 \cdot d)$

Για $\Phi \leq 16mm$ και $f_y \geq 420Mpa$ $\rho l \geq 0.0012$ διαφορετικά $\rho l \geq 0.0015$

$S \leq \min(450mm, 3 \cdot d)$

3.3 Ελάχιστες καθαρές αποστάσεις οπλισμών(κεφάλαιο 7):

Για τον οριζόντιο και τον κατακόρυφο οπλισμό η ελάχιστη καθαρή απόσταση μεταξύ ράβδων οπλισμού είναι

$S \geq \max(db, 25mm)$ όπου d_b η διάμετρος της ράβδου

Η ελάχιστη απόσταση μεταξύ στρώσεων ράβδων είναι 25mm.

Για θλιβόμενες ράβδους συνδεόμενες με συνδετήρα $S \geq \max(1.5 \cdot db, 450mm)$

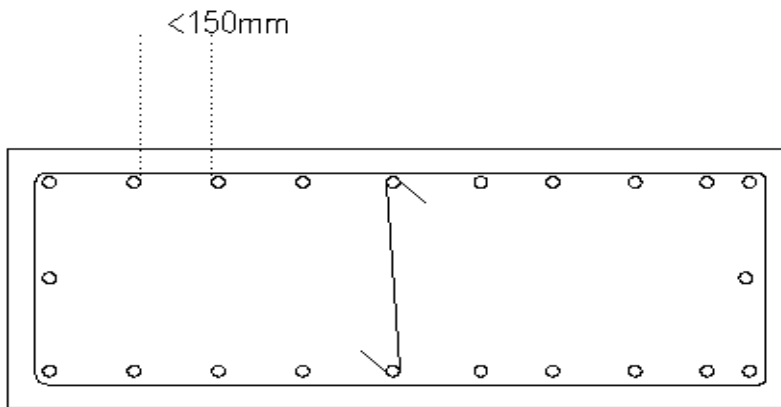
Για τις ελάχιστες αποστάσεις συνδετήρων στο επίπεδο της διατομής θα πρέπει:

- Αν $db \leq \Phi 32$ $S \geq 10mm$
- Αν $db > \Phi 32$ $S \geq 13mm$

Για τις ελάχιστες αποστάσεις συνδετήρων παράλληλα στην διεύθυνση του μέλους θα πρέπει:

- $S \leq \min(16 \cdot db, 48d_s, \text{πάχος τοιχείου})$ όπου d_s η διάμετρος του συνδετήρα

Η μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση των διαμήκων ράβδων στο επίπεδο της διατομής φαίνεται στο επόμενο σχήμα(ισχύουν και στις περιοχές περισφίξης του σκυροδέματος):



Ο οριζόντιος οπλισμός δεν πρέπει να απέχει απ' την βάση απόσταση μεγαλύτερη από $S/2$ όπου S η μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση μεταξύ ράβδων οριζόντιου οπλισμού.

Επίσης σε περιοχές όπου το τοιχείο συνδέεται με δοκό οπλισμένου σκυροδέματος ο οριζόντιος οπλισμός του τοιχείου δεν πρέπει να βρίσκεται χαμηλότερα από $S/2$ απ' τον οπλισμό της δοκού με την χαμηλότερη στάθμη.

3.4 Επικαλύψεις οπλισμών:

Ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών(7.7):

- για μόνιμη επαφή με το έδαφος $c \geq 75mm$
- Για δυσμενείς καιρικές και θερμοκρασιακές συνθήκες: $c \geq 50$ για $19mm \leq db \leq 57$ και $c \geq 40mm$ για $db \leq 16mm$
- Για όλες τις άλλες περιπτώσεις έχουμε:
 $c \geq 20mm$ για $db \leq 36mm$ για τοιχεία και $c \geq 40mm$ για δοκούς και κολόνες
- Σε συνθήκες διάβρωσης για τοιχεία πρέπει: $c \geq 50mm$
- Επιπλέον αύξηση επικάλυψης για πυρκαγιά

3.5 Αγκυρώσεις(κεφ.12):

Τα παρακάτω έχουν ισχύ εφόσον $f'c^{0.5} \leq 8,3Mpa$

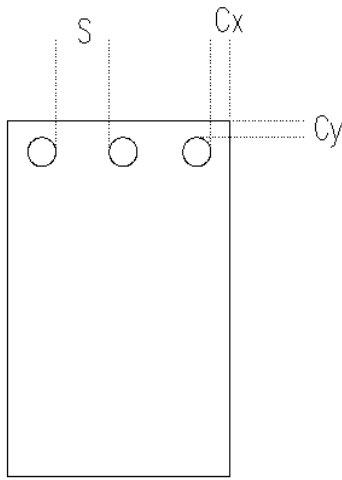
Οι θλιβόμενες ράβδοι αγκυρώνονται μόνο ευθύγραμμα(ποτέ με καμπύλωση)

Ευθύγραμμη αγκύρωση για εφελκυόμενες ράβδους:

$$ld = \left[\frac{fy}{1.1 \cdot f'c^{0.5}} * \frac{\psi t * \psi e * \psi s^{\lambda}}{\frac{Cb + Ktr}{db}} \right] * db, \text{ τα } fy \text{ και } f'c \text{ σε } Mpa.$$

Επιτρέπεται να λάβω $Ktr=0$

$$Cb = \min \left\{ \text{επικάλυψη } cy, \text{επικάλυψη } cx, \frac{S}{2} \right\}$$



στον προηγούμενο τύπο ισχύει πάντα $\frac{Cb+Ktr}{db} \leq 2.5$

Για επικάλυψη $C > 300\text{mm}$ λαμβάνουμε $\psi_t = 1.3$

Για επικάλυψη $C < 300\text{mm}$ λαμβάνουμε $\psi_t = 1$

$\psi_e = 1$ για ράβδους χωρίς εποξική επικάλυψη

Για $db \leq 19\text{mm}$ $\Psi_s = 0.8$ ενώ για $db \geq 22\text{mm}$ $\Psi_s = 1$

$\lambda = 1$

Όταν ο παρεχόμενος οπλισμός είναι περισσότερος απ'τον απαιτούμενο τότε το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης μπορεί να απομειώνεται ως εξής:

$$l'd = ld * \left(\frac{As,req}{As,pr} \right) \text{ όπου } As,req ,$$

As,pr ο απαιτούμενος και ο παρεχόμενος οπλισμός αντίστοιχα

Η τελευταία σχέση δεν ισχύει όταν απαιτείται αγκύρωση για τάση διαρροής f_y του οπλισμού ή σε περίπτωση που το απαγορεύουν οι αντισεισμικές διατάξεις.

Ευθύγραμμη αγκύρωση θλιβόμενων ράβδων:

$$ldc \geq 200\text{mm}$$

$$ldc = \max \left\{ \left(\frac{0.24 * f_y}{f'_c^{0.5}} \right) * db, (0.043 * f_y) * db \right\} \text{ οι τάσεις σε Mpa}$$

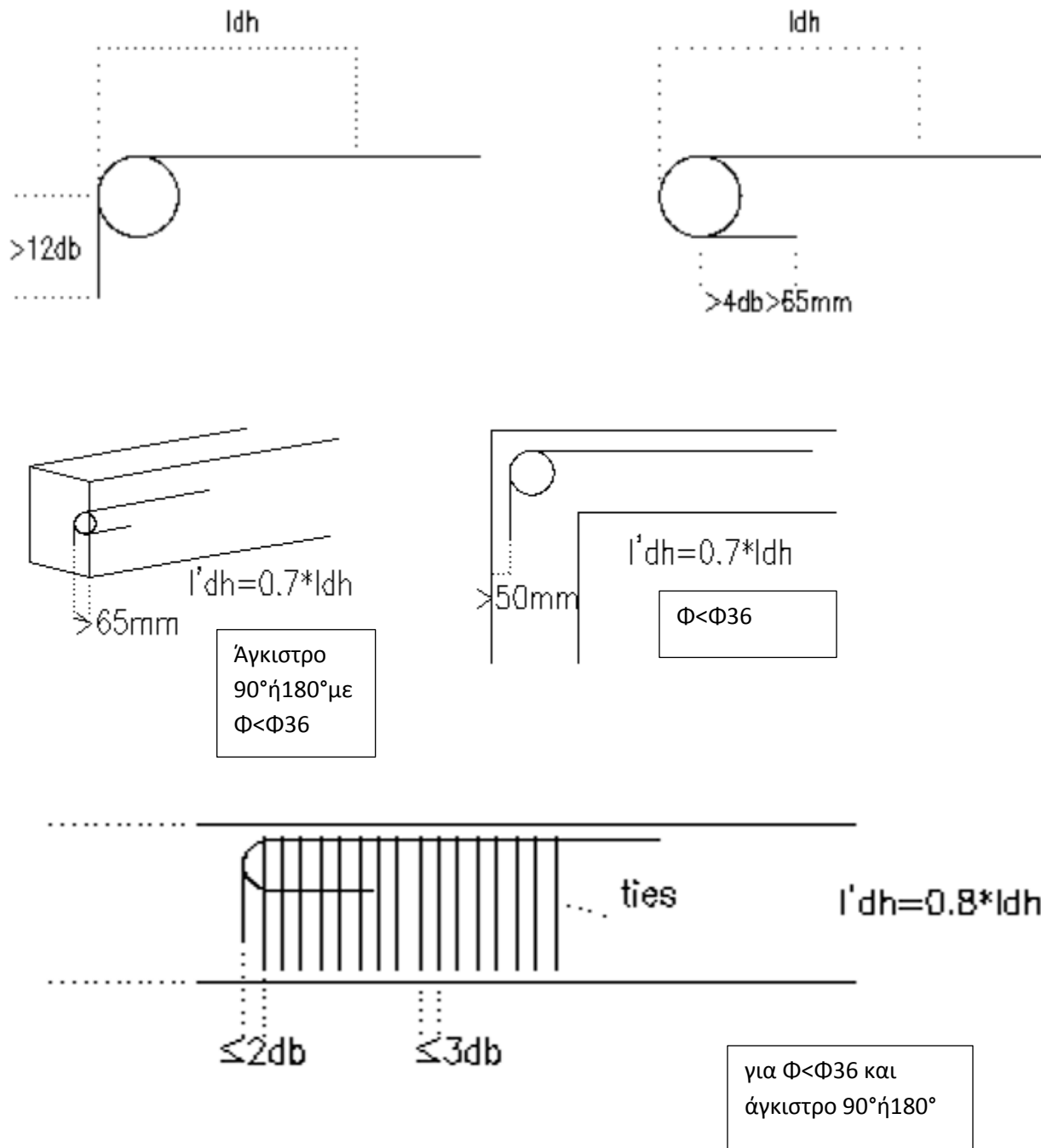
Αν ο παρεχόμενος οπλισμός ξεπερνά τον απαιτούμενο τότε: $l'dc = ldc * \left(\frac{As,req}{As,pr} \right) * 0.75$

Ο όρος 0.75 ισχύει όταν οι θλιβόμενες ράβδοι δεν απέχουν πάνω από 100mm και συνδέονται με συνδετήρες διαμέτρου $d_s \leq 13\text{mm}$

Αγκύρωση εφελκυσμένων ράβδων με καμπύλωση:

$$l_{dh} = \left(\frac{0.24 \cdot f_y}{f'_c{}^{0.5}} \right) \cdot db \geq \max(8 \cdot db, 150\text{mm}) \quad f_y, f'_c \text{ σε Mpa}$$

Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνονται μερικές διατάξεις και περιορισμοί της αγκύρωσης με άγκιστρο ή καμπύλωση:



Διάμετροι άγκιστρων-αγκυλώσεων(κεφ.7):

$\Phi(\text{mm})$	$D_{\text{εσωτερική}}$	$D_{\text{εξωτερική}}(\text{σελ.198})$
10-25	$\geq 6db$	$\geq 8db$
29,32,36	$\geq 8db$	$\geq 10db$

43,57	$\geq 10db$	$\geq 12db$
-------	-------------	-------------

Για συνδετήρες ισχύουν τα παρακάτω σύμφωνα με την 7.1.3:

(τα παρακάτω δεν ισχύουν για αντισεισμικές διατάξεις-21.1)

i) Για άγκιστρα 90° με $\Phi \leq \Phi 16$ θα πρέπει $x \geq 6db$

για άγκιστρα 90° με $\Phi 19, \Phi 22, \Phi 25$ θα πρέπει $x \geq 12db$

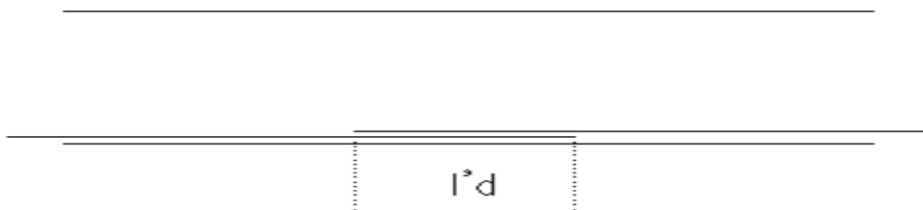


ii) Για άγκιστρα 135° με $\Phi \leq \Phi 25$ θα πρέπει $x \geq 6db$



Επικαλυπτόμενο μήκος οπλισμών (για οπλισμούς ίδιας διατομής):

i) Μήκος επικάλυψης για εφελκόμενο οπλισμό (αν οι επικαλυπτόμενες ράβδοι έχουν συνολικό εμβαδό A, ενεργό είναι μόνο το A/2).



Επικάλυψη κατηγορίας A: $l'd = ld \geq 300mm$

Επικάλυψη κατηγορίας B: $l'd = 1.3 * ld \geq 300mm$

Στα $ld, l'd$ δεν λαμβάνεται υπόψη ο απομειωτικός όρος $\frac{A_{s,req}}{A_{s,pr}}$ οπότε έχω αγκύρωση για τάση διαρροής f_y .

$A_{s,req}/A_{s,pr}$	Ποσοστό του $A_{s,pr}$ που είναι επικαλυπτόμενος
----------------------	--

	50%	100%
≥ 2	A	B
< 2	B	B

ii)Μήκος επικάλυψης για θλιβόμενο οπλισμό:

Για $f_y \leq 420 \text{ Mpa}$ λαμβάνουμε $l'd = 0.071 * f_y * d \geq 300 \text{ mm}$

Για $f_y > 420 \text{ Mpa}$ λαμβάνουμε $l'd = (0.13 * f_y - 24) * db \geq 300 \text{ mm}$

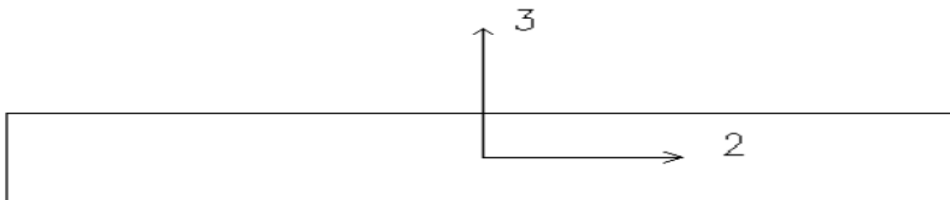
3.6 Αντοχή σε ορθή ένταση και διάτμηση:

Ορθή ένταση(κεφ.10):

Παρακάτω δίνεται η αντοχή σε θλίψη του τοιχείου

$\Phi^*_{p_{n,max}} = 0.8 * \Phi^* (0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$ όπου A_g το συνολικό εμβαδό της διατομής και A_{st} το αντίστοιχο εμβαδό οπλισμού. Για τον υπολογισμό του A_g στην περίπτωση συγκεντρωμένου φορτίου στο τοίχειο το συνεργαζόμενο πλάτος είναι (κεφ.17):

$b_{eff} = \min \left\{ \text{πλάτος εδράνου} + 4h, \frac{L_1 + L_2}{2} \right\}$ όπου h το πάχος του τοιχείου και L_1, L_2 οι αποστάσεις από τυχόν γειτονικά συγκεντρωμένα φορτία εκατέρωθεν του εξεταζόμενου.



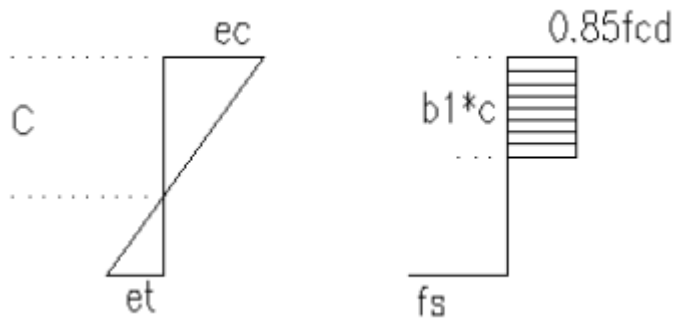
Για ρηγματωμένη διατομή λαμβάνονται (10.11.1):

$I_3 = 0.35 * I_g$ και $I_2 = 0.25 * I_g$ (οι τιμές αυτές έχουν προκύψει από πειράματα σε πλαίσια και λαμβάνουν υπόψη την παρουσία αξονικής δύναμης, την ρηγμάτωση, φαινόμενα ερπυσμού κ.τ.λ.)

$E = 4700 * f'_c^{0.5}$ όπου E_c και f'_c σε Mpa

$E_s \leq 200.000 \text{ Mpa}$

Για υπολογισμό αντοχής διατομής σε συνδυασμό M-P ισχύουν τα εξής:



$$\text{αν } \varepsilon_t \geq \varepsilon_y \quad f_s = f_y$$

$$\text{αν } \varepsilon_t \leq \varepsilon_y \quad f_s = \varepsilon_t * E_s * A_s$$

Αν $f'_c < 28 \text{ Mpa}$ τότε $\beta_1 = 0.85$

Αν $f'_c = (28 + 7 * n) \text{ Mpa}$ τότε $\beta_1 = 0.85 - n * 0.0425$

Καταστάσεις αστοχίας:

i) "compression controlled": $\varepsilon_c = 0.003$ και $\varepsilon_t \leq \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$

ii) "tension controlled": $\varepsilon_c = 0.003$ και $\varepsilon_t \geq 0.005$

iii) balanced: $\varepsilon_c = 0.003$ και $\varepsilon_t = \varepsilon_y$

Για τοιχεία με $P_u \leq 0.1 * f'_c * A_g$

Διάτμηση (κεφ.11.10):

Τα παρακάτω ισχύουν για τοιχεία με λόγο ύψους-πλάτους $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ (Διαφορετικά χρησιμοποιείται το προσομοίωμα θλιπτήρα ελκυστήρα).

$$V_{rd} = \phi * V_n$$

$$V_n = V_c + V_s \leq 0.83 * f'_c{}^{0.5} * h * d \quad \text{όπου } d = 0.8 * l_w$$

Υπολογισμός V_c :

i) παρουσία θλίψης

$$V_c = \min(V_{c1}, V_{c2})$$

$$V_{c1} = 0.27 * f'_c{}^{0.5} * h * d + \frac{N_u * d}{4 * l_w}$$

$$V_{c2} = \left\{ 0.05 * f'_c + \frac{l_w * (0.1 * f'_c{}^{0.5} + 0.2 * \frac{N_u}{l_w * h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right\} * h * d \quad \text{όπου } \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} > 0 \text{ και } \frac{N_u}{l_w * h} \text{ σε Mpa}$$

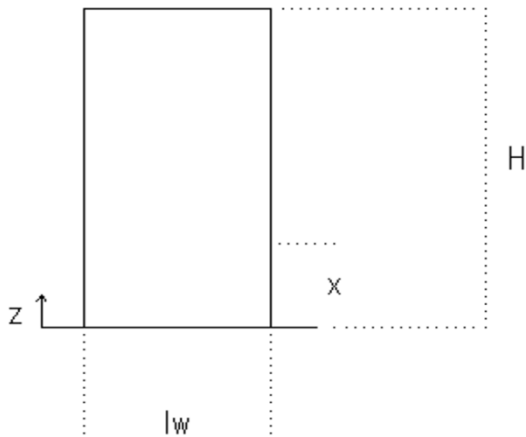
Για θλίψη $N_u > 0$.

ii) Παρουσία εφελκυσμού (11.3.2.3)

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{0.29 * Nu}{Ag}\right) * f'c^{0.5} * bw * d \text{ όπου } Nu/Ag \text{ σε } Mpa$$

Για εφελκυσμό $Nu < 0$.

για $z \leq x$ ισχύει $V(z) = V(x)$ όπου $x = \min\left(\frac{H}{2}, \frac{lw}{2}\right)$



Υπολογισμός V_s :

Αν $V_u \leq 0.5 * V_c * \Phi$ τότε απαιτούνται $\rho_{t,min}$ και $\rho_{t,max}$ με βάση τις μέγιστες τιμές που προκύπτουν απ' τα κεφάλαια 11 και 14.

Αν $V_u > 0.5 * V_c * \Phi$ τότε έχουμε (11.10.9):

$$V_s = \frac{Av * fy * d}{s} \text{ όπου } d \text{ το ενεργό ύψος της διατομής}$$

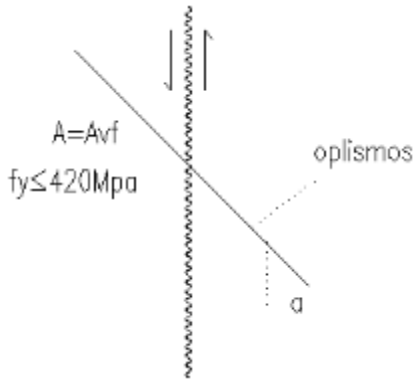
Αν $\frac{hw}{lw} < 0.5$ τότε $\rho_t = \rho_l$ (commentary σελ.181)

Αν $\frac{hw}{lw} > 2$ τότε σε ότι αφορά την διάτμηση $\rho_l = \rho_{l,min}$ (κάτι που το πιο πιθανό είναι να μην ισχύει λόγω ορθόγωντασης)

Θα πρέπει επίσης να γίνεται έλεγχος στη βάση για τον διαγώνιο θλιπτήρα σκυροδέματος του οποίου η αντοχή είναι:

$$V_2 = 0.5 * \left(0.7 - \frac{fck}{200}\right) * fcd * bw * 0.9 * d$$

Αντοχή ρηγματωμένης επιφάνειας σε διάτμηση(11.7.4):



$$V_n = A_v f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq \min(0.2 f'_c A_c, 5.5 A_c)$$

$\mu = 1.4 \lambda$ για μονολιθική σύνδεση

$\mu = \lambda$ για σκυροδέτηση σε επιφάνεια σκυροδέματος που έχει τραχυνθεί

$$\lambda = 1$$

Για να ισχύει ο τύπος της V_n η ράβδος οπλισμού θα πρέπει να έχει αγκυρωθεί για τάση διαρροής f_y .

Στο $A_v f$ λαμβάνεται υπόψη μόνο ο θλιβόμενος οπλισμός.

3.7 Αντισεισμικές διατάξεις:

3.7.1 Διατμητική αντοχή σε σεισμική διέγερση:

Σε ότι αφορά τις αντοχές των υλικών θα πρέπει $f'_c \geq 21 \text{ MPa}$ και $f_{yt} \leq 420 \text{ MPa}$ (οπλισμός συνδετήρων).

$$\text{Αν } Vu \leq 0.083 * A_{cv} * f'_c{}^{0.5} \text{ τότε } \rho_{t,\min} = \rho_{l,\min} = 0.0025$$

Αν $Vu > 0.083 * A_{cv} * f'_c{}^{0.5}$ τότε τα $\rho_{t,\min}$ και $\rho_{l,\min}$ προκύπτουν απ'τα κεφάλαι 11 και 14.

$$A_{cv} = l_w * h \neq A_{cw} = d * h \text{ όπου } d \text{ το ενεργό ύψος του τοιχείου}$$

Για οριζόντιο και κατακόρυφο οπλισμό ισχύει $S \leq 450 \text{ mm}$

Όταν έχω $Vu \geq 0.17 * A_{cv} * f'_c{}^{0.5}$ απαιτούνται τουλάχιστον δύο στρώσεις οπλισμού στο τοιχείο

Στις περιοχές όπου αναμένεται να αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση προσαυξάνω το μήκος αγκύρωσης του οπλισμού κατά 25% δηλαδή $l'd = 1.25 * l_d$. Το l_d έχει υπολογιστεί με βάση το κεφ. 7 για αγκύρωση για τάση διαρροής f_y . Ο απομειωτικός όρος $\frac{A_{s,req}}{A_{s,pr}}$ δεν πρέπει να χρησιμοποιείται./

Για τοιχεία που καταπονούνται απο σεισμική διέγερση η αντοχή σε διάτμηση θα είναι διαφορετική από εκείνη που υπολογίστηκε για την γενική περίπτωση στην παράγραφο 8. Συγκεκριμένα έχουμε:

$$V_n = A_{cv} * (\alpha c * f'c^{0.5} + \rho t * f_y) \leq 0.83 * A_{cw} * f'c^{0.5} \text{ όπου } A_{cw} = \text{πάχος τοιχείου}(h) * d.$$

$$\text{Για } \frac{hw}{lw} \leq 1.5 \text{ λαμβάνουμε } \alpha c = 0.25$$

$$\text{Για } \frac{hw}{lw} \geq 2 \text{ λαμβάνουμε } \alpha c = 0.17$$

$$\text{Για } 1.5 \leq \frac{hw}{lw} \leq 2 \text{ υπολογίζουμε το } \alpha c \text{ με γραμμική παρεμβολή}$$

3.7.2 Περίσφιγξη:

Οι περιοχές στα άκρα των τοιχείων είναι εκείνες που καταπονούνται περισσότερο όταν το τοιχείο υπόκειται σε σεισμική διέγερση. Για τον λόγο αυτό οι περιοχές αυτές –(special) boundary elements κατα τον ACI 318-ενισχύονται με οπλισμό περίσφιξης ώστε να αποκτήσουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα και μεγαλύτερη αντοχή σε θλιπτικές τάσεις. Η ενίσχυση αυτή εφαρμόζεται για προληπτικούς λόγους και δεν λαμβάνεται υπόψη όταν υπολογίζονται οι αντοχές του τοιχείου σε κάμψη, θλίψη ή συνδυασμό των δύο.

Ανάλογα με το μήκος c (μέγιστη απόσταση ακραίας θλιβόμενης ίνας έως τον ουδέτερο άξονα για την δρώσα αξονική δύναμη και την αντίστοιχη προς αυτή ροπή αντοχής που υπολογίζεται με διάγραμμα αλληλεπίδρασης) καθορίζεται αν απαιτείται ειδική ενίσχυση των θλιβόμενων περιοχών. Η παραπάνω ενίσχυση (boundary elements) απαιτείται όταν $c > c_o$ όπου

$$c_o = \frac{lw}{600 * (\frac{\delta u}{hw})} \text{ όπου } \delta u \text{ η μετατόπιση κορυφής για τον εκάστοτε}$$

συνδυασμό (πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή συμπεριφοράς q σε περίπτωση σεισμικού συνδυασμού). Λαμβάνεται πάντα $(\delta u / hw) > 0.007$.

Τα boundary elements εκτείνονται κατακορύφως μέχρι την υψηλότερη στάθμη όπου $\epsilon_c = 0.002$ και πάντα σε απόσταση μεγαλύτερη των lw και $\frac{Mu}{4 * Vu}$ απο τη βάση του τοιχείου. Η στάθμη αυτή υπολογίζεται προσεγγιστικά με την χρήση των πεπερασμένων στοιχείων του etabs.

Η επιφάνεια των boundary elements στο επίπεδο της διατομής υπολογίζεται με βάση την παρακάτω διαδικασία:

- Υπολογίζεται η μέγιστη απόσταση μεταξύ του ουδέτερου άξονα και της ακραίας θλιβόμενης ίνας c για την δρώσα αξονική δύναμη και την ροπή αντοχής του τοιχείου με βάση αυτήν την αξονική (διάγραμμα αλληλεπίδρασης). Όπως αναφέρθηκε: $c \geq \frac{lw}{600 * (\frac{\delta u}{hw})}$ όπου δu είναι η μετατόπιση στην κορυφή του τοιχείου για τον εκάστοτε συνδυασμό

και c είναι το μήκος της θλιβόμενης περιοχής που αντιστοιχεί στην αξονική του εκάστοτε συνδυασού και την ροπή που αναπτύσσεται για μετακίνηση κορυφής δ.

- Το μήκος του boundary element είναι: $l = \max(c - 0.1 * lw, \frac{c}{2})$. Το πάχος του είναι αυτό του τοιχείου.
- Περιμετρικά των ανοιγμάτων τοποθετούνται οπλισμοί περίσφιξης εφόσον $\sigma > 0.2 * f'c$ με βάση ελαστική ανάλυση. Η περιοχή που περικλείεται από τους συνδετήρες ορίζεται από την παρειά του ανοίγματος και μέχρι εκεί όπου $\sigma = 0.15 * f'c$

Να σημειωθεί ότι ο οριζόντιος οπλισμός του τοιχείου θα αγκυρώνεται εντός της περισφιγμένης περιοχής.

Περίπτωση όπου $C < C_o$ (21.7.6.5):

Αν στη θλιβόμενη περιοχή (μήκους C) το ποσοστό οπλισμού ξεπερνά την τιμή $\rho = \frac{2.8}{f_y}$ τότε το εμβαδόν του οπλισμού περίσφιξης, και η επιφάνεια της διατομής υπο περίσφιξη υπολογίζονται όπως και στην προηγούμενη περίπτωση ενώ η καθ' ύψος μέγιστη απόσταση των συνδετήρων μπορεί να είναι μεγαλύτερη δεν πρέπει να ξεπερνά τα 200mm.

Στην περίπτωση όπου σε οποιασδήποτε μορφής τοιχείο η μέγιστη θλιπτική τάση σκυροδέματος ες δεν ξεπερνά την τάση $0.2 * f'c$ δεν απαιτείται οπλισμός περίσφιξης.

Απαιτήσεις συνδετήρων για τα boundary elements

α) Οι συνδετήρες θα συνεχίζουν και κάτω από την βάση του τοιχείου, μέχρι εκεί που καταλήγει η αγκύρωση του διαμήκους οπλισμού

β) Οι επικαλυπτόμενοι οπλισμοί θα πρέπει να περιβάλλονται από συνδετήρες

γ) κεφάλαια 21.4.4.1 έως 21.4.4.3 του κανονισμού:

Ο απαιτούμενος οπλισμός του κάθε συνδετήρα κατά τις διευθύνσεις x και y του επιπέδου της διατομής είναι:

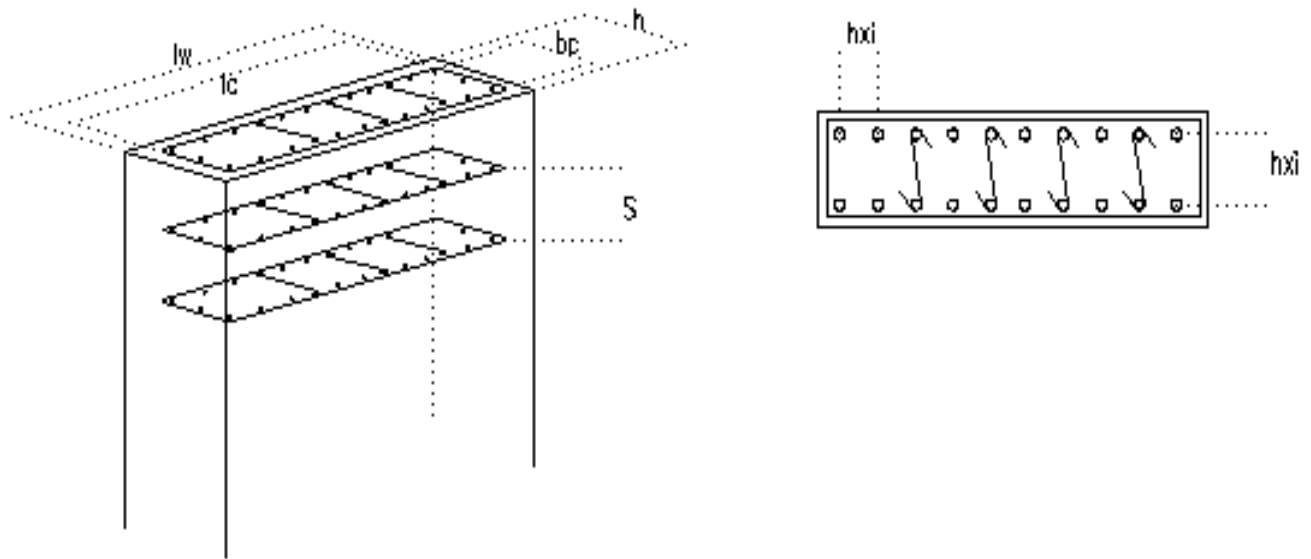
$$Ash \geq \max(Ash1, Ash2) \text{ όπου}$$

$$Ash1 = 0.3 * \left(s * bc * \frac{f'c}{f_{yt}} \right) * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$Ash2 = 0.09 * s * bc * \frac{f'c}{f_{yt}}$$

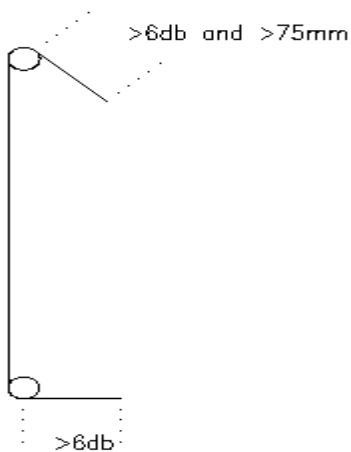
$$A_{ch} = l_c * bc$$

$$A_g = h * lw$$



Οι καθ' ύψος μέγιστες αποστάσεις των συνδετήρων είναι:

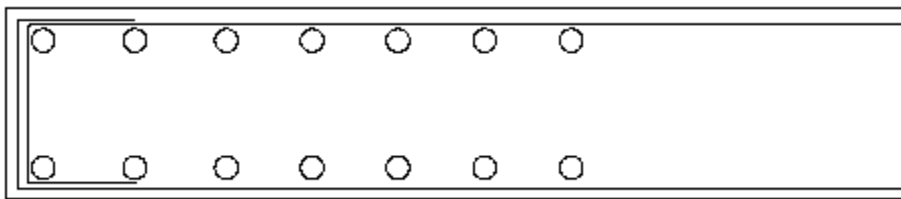
$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 6 * db, S_o\right) \text{ όπου } S_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3}, h_x = \max(h_{xi}) < 350 \text{ mm}$$



Το ένα άκρο καμπυλώνεται για 90°
και το άλλο για 135°

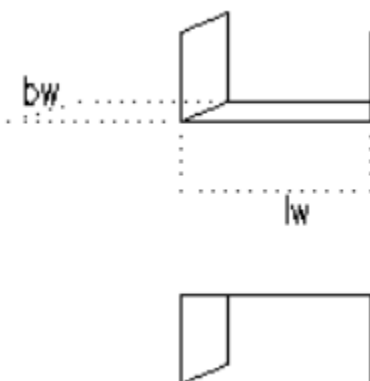
Γενικά:

Στα τμήματα του τοιχείου όπου δεν έχω συνδετήρες ο οριζόντιος οπλισμός pt θα πρέπει να αγκυρώνεται όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Οριζόντια τοιχεία(21.7.7):

Τα παρακάτω ισχύουν για οριζόντια τοιχεία όπου $lh < 2 \cdot h$.



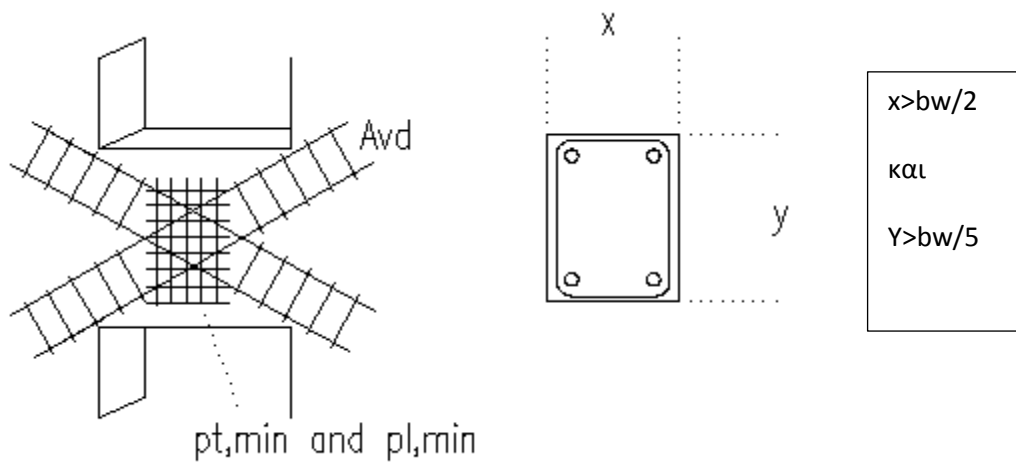
Όταν ένα οριζόντιο τοιχείο με τέτοια γεωμετρία υπόκειται σε σεισμική διέγερση η τέμνουσα δύναμη V_u παραλαμβάνεται από τον κατακόρυφο οπλισμό $\rho l = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s}$ εκτός εάν ισχύει $V_u \geq 0.33 \cdot f'c^{0.5} \cdot A_{cw}$ οπότε ισχύει ένα προσομοίωμα θλιπτήρα ελκυστήρα και επιβάλλεται η χρήση διαδιαγώνιου οπλισμού A_{vd} .

Παρουσία διαδιαγώνιου οπλισμού A_{vd} η αντοχή σε τέμνουσα είναι:

$V_n = 2 \cdot A_{vd} \cdot f_y \cdot \sin \alpha \leq 0.83 \cdot f'c^{0.5}$ όπου $A_{cw} = d \cdot b_w$ και A_{vd} ο διαμήκης οπλισμός σε διαγώνια ράβδο (αγνοείται η συνεισφορά του σκυροδέματος)

Ο οπλισμός A_{vd} αγκυρώνεται εντός των κατακόρυφων τοιχείων. Οι διατάξεις για τους οπλισμούς ρ_t και ρ_l που τοποθετούνται μαζί με τους διαγώνιους οπλισμούς, είναι εκείνες των κεφαλαίων 11 και 14. Οι περιορισμοί για τις διαστάσεις του ελκυστήρα και του θλιπτήρα φαίνονται στο σχήμα.

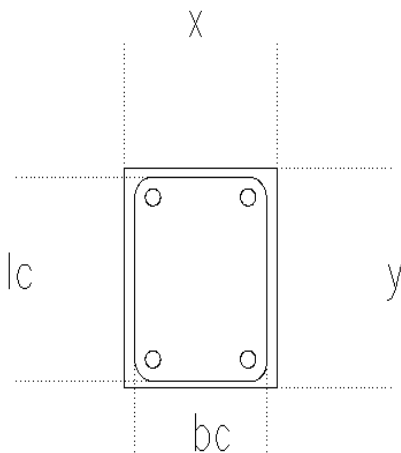
Οι διαγώνιοι θλιπτήρες-ελκυστήρες εκτός απ'τον διαμήκη οπλισμό περιλαμβάνουν και οπλισμό περίσφιξης για τον οποίο ισχύουν τα παρακάτω:



Για τον υπολογισμό του A_g θεωρούμε επικάλυψη διαμήκων ράβδων διαγώνιων θλιπτήρων-ελκυστήρων $c \geq 20mm$

$$A_g = x * y$$

$$A_{ch} = bc * l_c$$



Για τον οπλισμό περίσφιξης A_{sh} ισχύουν οι ίδιες σχέσεις με τα κατακόρυφα τοιχεία, δηλαδή:

$A_{sh} \geq \max(A_{sh1}, A_{sh2})$ όπου:

$$A_{sh1} = 0.3 * s * bc * \frac{f'_c}{f_{yt}} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * s * bc * \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

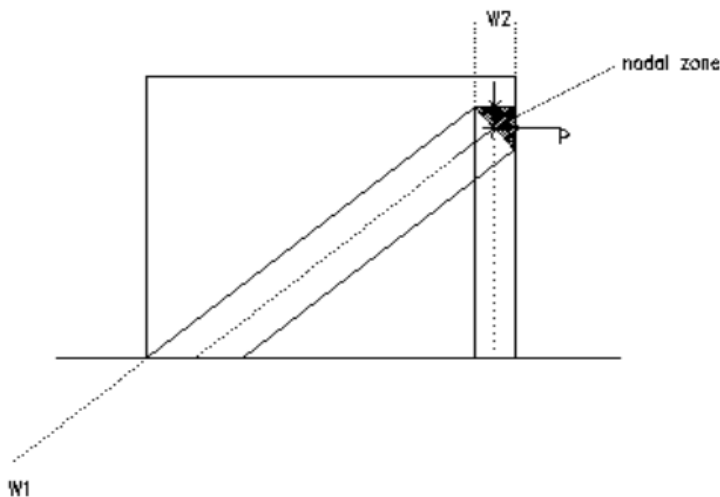
όπου s η διαμήκης απόσταση των συνδετήρων για την οποία ισχύει:

$S \leq \min \left\{ \frac{\min(x,y)}{4}, 6db, 100 + \frac{350-hx}{3} \right\}$ όπου h_x η μέση απόσταση των σκελών του συνδετήρα εντός του επιπέδου της διατομής του θλιπτήρα η οποία δεν πρέπει να ξεπερνά τα 150mm.

3.9 Προσομείωμα θλιπτήρα- ελκυστήρα(Appendix A του ACI 318):

Προσωπική πρωτοβουλία απαιτήθηκε εκεί όπου οι κανονισμοί δεν παρέχουν άμμεση καθοδήγηση.

Στην περίπτωση τοιχείων με $H < 2 * L_w$ ή σε περίπτωση τοιχείου όπου τα εγκάρσια φορτία δρουν σε απόσταση απ'τη βάση μικρότερη από $2 * L_w$ τότε ο έλεγχος αντοχής δεν εκτελείται όπως στα ραβδωτά στοιχεία βάσει των μεγεθών M, Q, N αλλά με βάση ένα προσομοίωμα θλιπτήρα ελκυστήρα όπου ελέγχεται η αξονική δύναμη στον θλιπτήρα και τον ελκυστήρα και η αντοχή της τομής του θλιπτήρα με τον ελκυστήρα(nodal zone).



Η γωνία του θλιπτήρα με την οριζόντιο δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 25° .

Τα μεγέθη $W1, W2$ που θεωρώ ότι είναι δεν μεταβάλλονται προκύπτουν προσεγγιστικά απ' την απεικόνιση των εσωτερικών τάσεων του τοιχείου με την βοήθεια των πεπερασμένων τοιχείων του etabs.

Για αντίθετη φορά του P στην αριστερή παρειά του τοιχείου θα έχουμε συμμετρικό ως προς τον κατακόρυφο άξονα στο μέσο ,θλιπτήρα και ελκυστήρα

Εκτός απ'τον οπλισμό περίσφιξης του θλιπτήρα και τον διαμήκη οπλισμό του ελκυστήρα οι οποίοι εκτείνονται κάτω απ'τη τοποθετούνται κανονικά οι ελάχιστοι οριζόντιοι και κατακόρυφοι οπλισμοί με βάση τα καφάλαια 11 και 14.

Αντοχή θλιπτήρα:

$F_{rd,s} = \phi * F_{ns}$ όπου $\phi = 0.75$ και $F_{ns} = f_{ce} * A_{cs}$

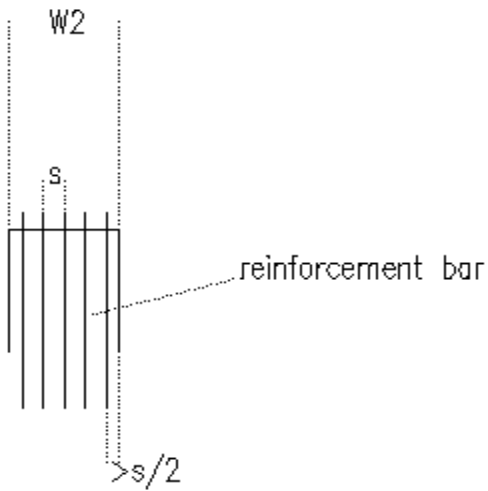
$A_{cs} = W1 * h$ (h είναι το πάχος του τοιχείου)

$f_{ce} = 0.68 * f'_c$ (ισχύει μόνο για θλιπτήρα με σταθερό μήκος και για παρουσία ενός μόνο ελκυστήρα στο προσομείωμα για δεδομένη διεύθυνση φόρτισης-A.3.2 και A.5.2)

Αντοχή ελκυστήρα(A.4):

$F_{rd,t} = \phi * F_{nt}$ όπου $\phi = 0.75$ και

$F_{nt} = A_{ts} * f_y$



Όπου A_{ts} το συνολικό εμβαδό του εφελκυσμένου οπλισμού εντός της επιφάνειας $W2 \cdot h$

Αντοχή nodal-zone(A.5.1):

$F_{rd,n} = \phi \cdot F_{n,n}$ όπου $\phi = 0.75$ και $F_{n,n} = f_{ce} \cdot A_{nz}$

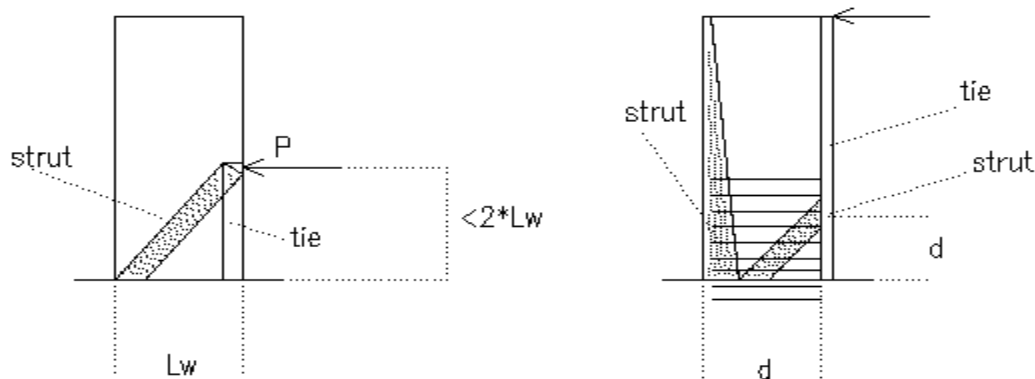
όπου $A_{nz} = W1 \cdot h$ για θλιπτήρα και $A_{nz} = W2 \cdot h$ για ελκυστήρα

*Να σημειωθεί ότι για τοιχεία με $H < 2 \cdot L_w$ η όποια αστοχία προκύψει δεν μπορεί να οφείλεται σε τίποτα άλλο απ' την υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος του θλιπτήρα ή της εφελκυστικής αντοχής του ελκυστήρα. Η μορφή αστοχίας είναι δηλαδή εξασφαλισμένα μη ψαθυρή και ως εκ τούτου δεν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος.

Σε ότι αφορά την περίσφιξη του θλιπτήρα ακολουθούνται οι ίδιες διατάξεις με αυτές στην περίπτωση του οριζόντιου τοιχείου.

Για την περίπτωση τοιχείου με $H > 2 \cdot L_w$ όπου πρέπει να γίνει και ικανοτικός έλεγχος, τυχόν εγκάρσια φορτία P σεισμικά ή μή σεισμικά που δρουν σε απόσταση απ' την βάση μικρότερη από $2 \cdot L_w$ θεωρώ ότι αντιμετωπίζονται ως εξής:

- Στο προ-ικανοτικού ελέγχου, στάδιο διαστασιολόγησης για σεισμικό ή μή σεισμικό συνδυασμό δεν συνεισφέρουν στη τέμνουσα καθ' ύψος του τοιχείου ούτε στη ροπή. Θα πρέπει όμως για τη δρώσα αξονική δύναμη και τη μέγιστη δρώσα ροπή που αναπτύσσονται στη βάση, (οι οποίες οφείλονται στα υπόλοιπα φορτία) να επαλληλίζονται οι θλιπτικές τάσεις κάθετα στη διατομή με εκείνες λόγω του θλιπτήρα και να ισχύει $\sigma_c < f'_c$. Η ίδια διαδικασία θα επαναλαμβάνεται για την εφελκυσόμενη περιοχή και θα πρέπει ο οπλισμός να είναι επαρκής. Φυσικά θα πρέπει να γίνει και έλεγχος θλιπτήρα για την τέμνουσα από τα φορτία που δρουν πάνω απ' την στάθμη $2 \cdot L_w$ και έλεγχος θλιπτήρα για το φορτίο P που δρά κάτω απ' την στάθμη $2 \cdot L_w$. Αν έχω φορτίο



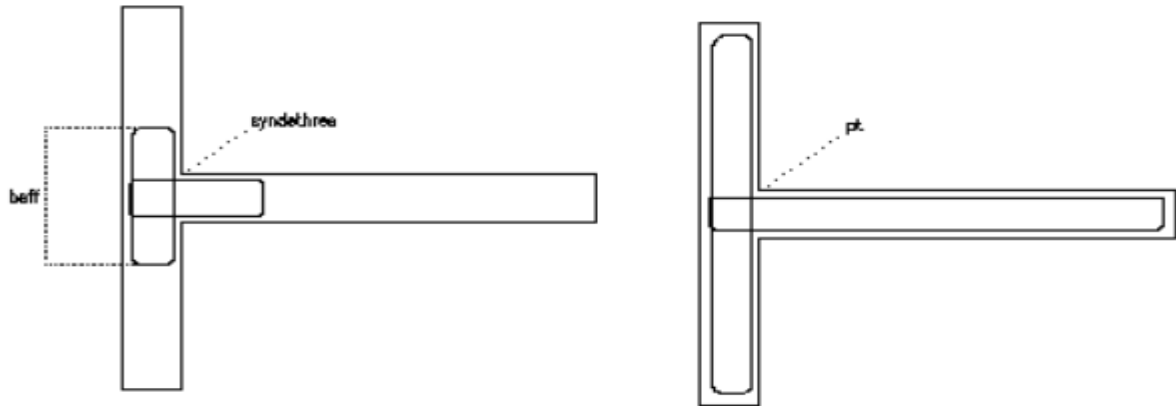
που δρά σε απόσταση περίπου ίση με d απ' την βάση τότε γίνεται έλεγχος σε ένα θλιπτήρα πλάτους $W1$ για δράση όλων των φορτίων ανεξάρτητα απ' την στάθμη δράσης τους (αυτό διότι ο έλεγχος σε θλίψη του διαγώνιου θλιπτήρα για ραβδωτούς φορείς θεωρεί ότι ο θλιπτήρας έχει κλίση περίπου 45° και επομένως ξεκινά από την βάση και καταλήγει, περίπου σε απόσταση d από αυτήν καθ' ύψος), διαφορετικά γίνονται δύο έλεγχοι σε διαφορετικούς θλιπτήρες. Όλη η διαδικασία που περιγράφηκε πραγματοποιείται με την βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων του etabs.

- Κατα τον ικανοτικό έλεγχο προσαιξάνουμε την τέμνουσα λόγω των σεισμικών φορτίων του σεισμικού συνδυασμού κατα τα γνωστά με τον συντελεστή α (Το πιθανό σεισμικό φορτίο P δεν συνεισφέρει στην τέμνουσα). Οι ροπές λόγω των σεισμικών φορτίων προσαιξάνονται επίσης κατα τα γνωστά στα πλαίσια του περιορισμού της πλαστικοποίησης στη βάση. Στον υπολογισμό του συντελεστή α η δράση του P λαμβάνεται υπόψη μόνο στον υπολογισμό του M_{rd} .

3.10 Γενικές παρατηρήσεις:

- Τα τοιχεία δεν ελέγχονται σε λυγισμό
- Τα οπλισμοί των τοιχείων όπου είναι δυνατό αγκυρώνονται (για τάση διαρροής) στις πλάκες. Ομοίως ο οπλισμός των πλακών αγκυρώνεται εντός των τοιχείων. Στην κορυφή των τοιχείων οι διαμήκεις οπλισμοί αγκυρώνονται με άγκιστρο 90° .
- Για την αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα σε τέμνουσα δύναμη χρησιμοποιήθηκε ο ίδιος τύπος που λαμβάνουμε και στα δοκάρια.
- Στην κατασκευή θα πρέπει να ληφθούν μέτρα για την αντοχή της σύνδεσης διαφράγματος και τοιχείου. Η οριζόντια φόρτιση του διαφράγματος στην πλάκα μπορεί να συμβαίνει μέσω θλίψης εφελκυσμού ή διάτμησης. Στις δύο τελευταίες περιπτώσεις ενδεχομένως να απαιτηθεί επιπλέον οπλισμός ειδικά για αυτόν τον σκοπό. (βλ. παράγραφο 8-αντοχή ρηγματωμένης επιφάνειας σε διάτμηση)
- Στον δεύτερο όροφο δεδομένου ότι δέν έχω πλάκα σκυροδέματος παρα μόνο φύλλο, υπάρχει το ενδεχόμενο τα δοκάρια να ασκήσουν συγκεντρωμένα φορτία κάθετα στο επίπεδο του τοιχείου κατα τη σεισμική διέγερση.

- Στις περιπτώσεις όπου τοιχεία τέμνονται κάθετα οι οπλισμοί περίσφιξης και ρt θα τοποθετούνται όπως στο σχήμα:



- Η συνεισφορά του σκυροδέματος στην αντοχή σε διάτμηση, V_c λαμβάνεται υπόψη απ'το etabs ανεξάρτητα απ'το αν έχω σεισμική δράση ή όχι.
- Οι διαστάσεις των special boundary elements ή των boundary elements υπολογίζονται ανεξάρτητα απ'την στάθμη δράσης των εγκάρσιων φορτίων.
- Για τη ροπή αδράνειας του τοιχείου λαμβάνουμε $I' = 0.35 * I$ όπου $I = \frac{h * l w^3}{12}$
- Για τα τοιχεία στις τομές 17' και 18 εργαζόμαστε αποκλειστικά με προσομοιώματα θλιπτήρα ελκυστήρα και με την βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων του προγράμματος.
- Στα τοιχεία με ανοίγματα σχηματίζονται τμήματα με διατομή η οποία παραπέμπει σε υποστύλωμα (μήκος μικρότερο του τετραπλάσιου του πλάτους). Σε αυτά τα τμήματα ο ελάχιστος οπλισμός διαφέρει απ'το υπόλοιπο τοιχείο και ισούται με $0,01 * A_g$ όπου A_g το συνολικό εμβαδό της διατομής.
- Στα τοιχεία όπου έχω ανοίγματα θα πρέπει περιμετρικά του κάθε ανοίγματος να τοποθετούνται τουλάχιστον 2 ράβδοι των $\Phi 16$

4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ

4.1 Φορτία:

α)Φάση κατασκευής: $g_{σκυρ}$ (ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος $\gamma=26 \text{ Κη/μ}^3$, συμμετέχει σε

υπολογισμούς βελών και αντοχής)

g_p (ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου, συμμετέχει σε υπολογισμούς βελών και αντοχής)

ομοιόμορφο φορτίο διάστρωσης 0.75 Κρα σε όλο το άνοιγμα(συμμετέχει μόνο σε υπολογισμούς αντοχής)

ομοιόμορφο φορτίο διάστρωσης 0.75 Κρα σε επιφάνεια $3 \times 3 \text{ m}^2$ κατα το δυσμενέστερο τρόπο(συμμετέχει μόνο σε υπολογισμούς αντοχής)

β)Φάση λειτουργίας:

$g_{σκυρ}$ (ίδιο βάρος σκυροδέματος $\gamma=25 \text{ Κη/μ}^3$,συμμετέχει μόνο σε υπολογισμούς αντοχής)

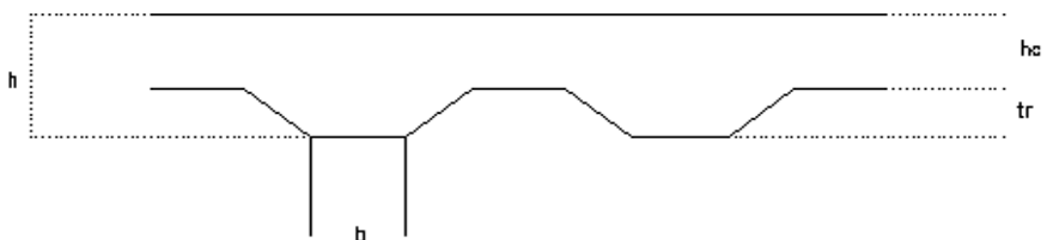
g_p (ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου,συμμετέχει μόνο σε υπολογισμούς αντοχής)

επιπλέον μόνιμα φορτία(συμμετέχει σε υπολογισμούς βελών και αντοχής)

κινητά φορτία(συμμετέχει σε υπολογισμούς βελών και αντοχής)

*Στη φάση κατασκευής, αν το βέλος δ λόγω των ίδιων βαρών υπερβαίνει την τιμή $W_o = \min(\frac{L}{250}, 20 \text{ mm})$ τότε στη φάση λειτουργίας για τον υπολογισμό του φορτίου σκυροδέματος στον έλεγχο αντοχής προσαυξάνουμε το πάχος της πλάκας κατά δ .

4.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί:



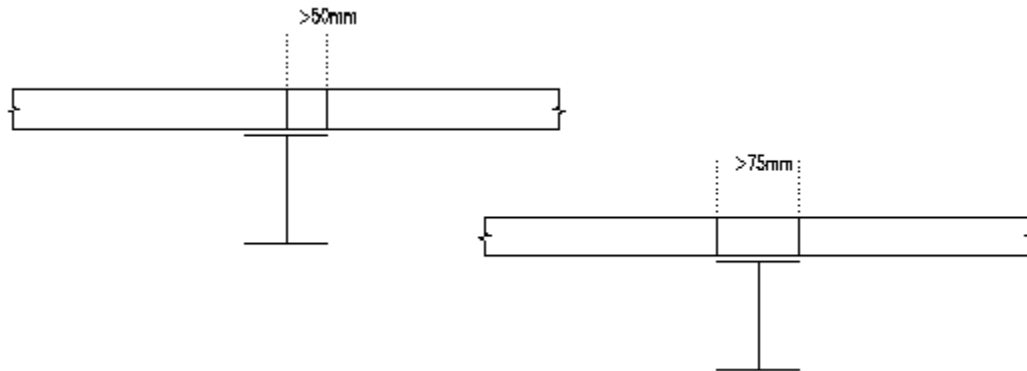
- $150 \text{ mm} \leq b \leq 300 \text{ mm}$
- $45 \text{ mm} \leq tr \leq 200 \text{ mm}$
- $hc \geq 50 \text{ mm}$ (60mm εν θέλω διαφραγματική λειτουργία)

- $h \geq 90\text{mm}$

Πλάτη έδρασης:

Για αμφιέριστες πλάκες θα πρέπει να ξεπερνούν τα 50mm.

Για συνεχείς πλάκες θα πρέπει να ξεπερνούν τα 75mm.



Πλάτη υπερκάλυψης χαλυβδόφυλλων στις στηρίξεις:

Για αμφιέριστες πλάκες θα πρέπει να ξεπερνούν τα 25mm

Για συνεχείς πλάκες θα πρέπει να ξεπερνούν τα 30mm

*Η συγκόλληση των ήλων θα γίνεται μέσω οπής αν το συνολικό πάχος χαλυβδόφυλλου ξεπερνά τα 1,25mm. Διαφορετικά η συγκόλληση θα γίνεται μέσω του φύλλου.

4.3 Οπλισμοί:

Θα πρέπει σε κάθε διεύθυνση να τοποθετείται εντός του h_c οπλισμός τουλάχιστον ίσος με $\rho_{x,min} = \rho_{y,min} = 80\text{mm}^2/\text{m}$ οι ράβδοι του οποίου δεν θα απέχουν απόσταση άνω του $S_o = \min(2 * h, 350\text{mm})$.

Για αμφιέριστες πλάκες προβλέπεται ο παρακάτω ελάχιστος οπλισμός ο οποίος θα πρέπει να τοποθετείται στο άνω μισό του h_c .

- 0.2% για πλάκες χωρίς προσωρινή υποστήριξη
- 0.4% για πλάκες με προσωρινή υποστήριξη

Ο παραπάνω οπλισμός επεκτείνεται 1.2m εκατέρωθεν των στηρίξεων και μειώνεται κατά 50% στο άνοιγμα.

Για συνεχείς δοκούς επιτρέπεται 30% ανακατανομή ροπών στις στηρίξεις στα αποτελέσματα ελαστικής αρηγμάτωσης ανάλυσης.

Ο απαιτούμενος οπλισμός αρνητικών ροπών στις ενδιάμεσες στηρίξεις συνεχών πλακών θα τοποθετείται στο άνω μισό του h_c , θα πρέπει να ξεπερνά τα $80\text{mm}^2/\text{m}$ και θα επεκτείνεται

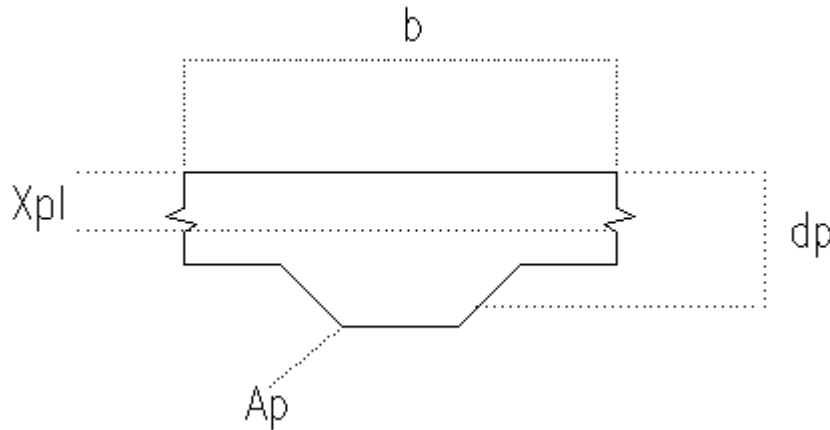
πέρα απ' το σημείο $M=0$ σε απόσταση ενός μήκους ευθύγραμμης αγκύρωσης (ανάλογα με την διάμετρο της ράβδου).

4.4 Αντοχές σύμμικτης πλάκας:

Αντοχή σύμμικτης πλάκας σε θετικές ροπές κάμψης:

Ο οπλισμός αγνοείται στους παρακάτω υπολογισμούς. Τα φύλλα θεωρούνται πλήρους διατομής.

α)ο Ο.Α. βρίσκεται πάνω απ' το φύλλο



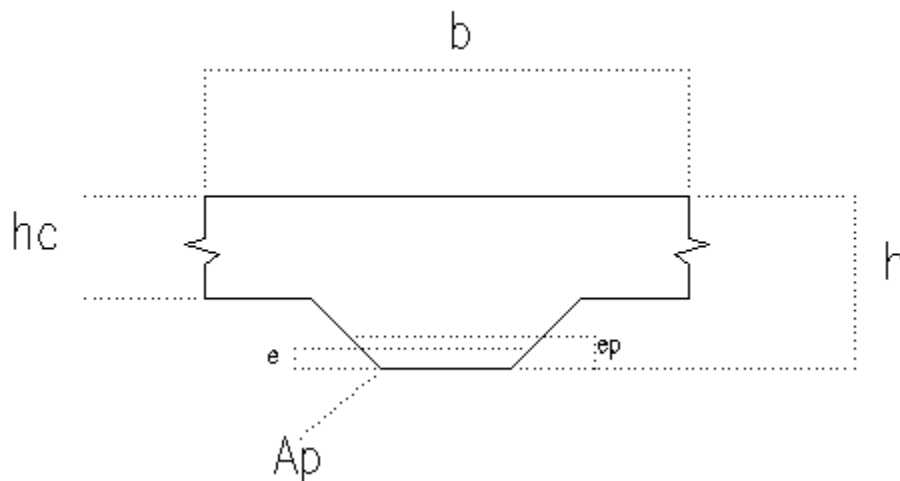
$$N_{cf} = b * X_{pl} * 0,85 * f_{cd}$$

$$N_p = A_p * f_{yp, d}$$

Εξισώνοντας τα N_{cf} και N_p προκύπτει το X_{pl} .

$M_{pl, rd} = N_p * (d_p - \frac{X_{pl}}{2})$ όπου d_p η απόσταση απ' την άνω θλιβόμενη ίνα της πλάκας έως τον κεντροβαρικό άξονα του φύλλου.

β)ο Ο.Α. βρίσκεται μέσα στο φύλλο



e_p : πλαστικός άξονας φύλλου

e : κέντρο βάρους φύλλου

$$N_{cf} = b * h_c * 0.85 * f_{cd}$$

$$N_p = A_p * f_{yp,d}$$

M_{pa} =πλαστική ροπή φύλλου

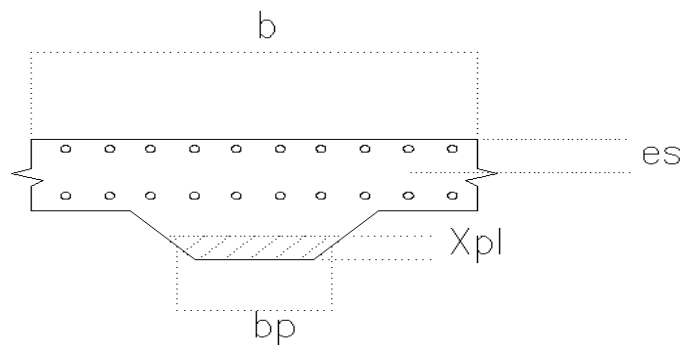
$$z = h - 0.5 * h_c - e_p + (e_p - e) * \frac{N_{cf}}{N_p} \text{ (μοχλοβραχίονας)}$$

$$M_{pr} = 1.25 * M_{pa} * (1 - N_{cf}/N_p) < M_{pa}$$

$$M_{pl,rd} = N_{cf} * z + M_{pr}$$

Αντοχή σύμμικτης πλάκας σε αρνητικές ροπές κάμψης:

Το χαλυβδόφυλλο αγνοούνται στους παρακάτω υπολογισμούς. Τα φύλλα θεωρούνται πλήρους διατομής.



b_p είναι το μέσο πλάτος κυψέλης.

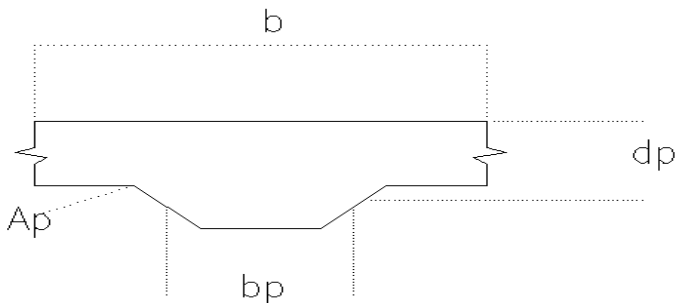
$$N_s = A_s * f_{yd}$$

$$N_c = b_p * x_{pl} * 0.85 * f_{cd}$$

Εξισώνοντας τα N_s και N_c υπολογίζω x_{pl}

$$M_{pl,rd} = N_s * (h - e_s - \frac{x_{pl}}{2})$$

Αντοχή σύμμικτης πλάκας σε τέμνουσα:



$$\rho_l = \frac{A_p * b}{b_o * d_p} < 0.02$$

$$C_{rk,c} = 0.18$$

$$k=1+(200/dp)^{0.5} \text{ (το } dp \text{ σε mm)}$$

$$\tau_{rd} = C r k, c * k * \left(\frac{100 * \rho_l}{f_{ck}} \right)^{0.333} > V_{min} = 0.035 * k^{1.5} * f_{ck}^{0.5}$$

$$\text{τελικά } V_{rd, c} = b o * dp * \tau_{rd} / b \text{ Κν/μ}$$

Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση:

α) Χωρίς αγκύρωση στα άκρα:

$$V_{1, rd} = \frac{b * dp}{\gamma_{vs}} \left[\frac{m * A_p}{b * L_s} + k \right] \text{ Κν}$$

b: χαρακτηριστικό πλάτος πλάκας

$$\gamma_{vs}=1.25$$

Ap=εμβαδό φύλλου σε πλάτος b

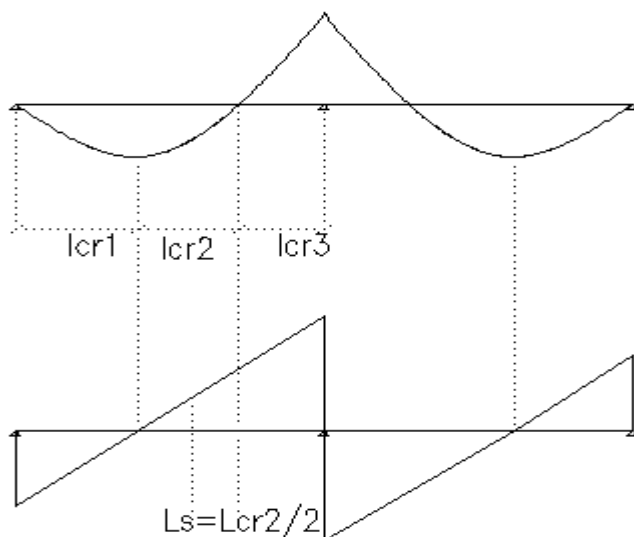
Ls: Διατμητικό άνοιγμα πλάκας

Τα m και k δίνονται απ' τον κατασκευαστή.

Σε κάθε κρίσιμο μήκος της πλάκας θα πρέπει η διαμήκης διατμητική αντοχή να ξεπερνά τη μέγιστη θλιπτική δύναμη της πλάκας σκυροδέματος, ή την μέγιστη εφελκυστική δύναμη οπλισμού (στο κρίσιμο τμήμα αρνητικών ροπών στις ενδιάμεσες στηρίξεις συνεχών δοκών) στα άκρα του του κρίσιμου μήκους.

Το διατμητικό άνοιγμα ισούται με L/4 για αμφιέρειστη πλάκα ενώ για συνεχείς πλάκες ισούται με L'/4 όπου L'=0.8*L για εσωτερικό άνοιγμα και L=0.9*L για ακραίο άνοιγμα.

Με μεγαλύτερη ακρίβεια το Ls για συνεχείς πλάκες υπολογίζεται ως εξής:



β) Με αγκύρωση στα άκρα:

$$V2rd = \min\{Prd, Pb, rd\}$$

Prd είναι η αντοχή διατμητικού ήλου(υπολογίζεται με βάση την παράγραφο 5.3.1 του συγγράματος “ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ”-Ιωάννης Κ.Βάγιας)

$$Pb,rd = K_{\phi} * d_{do} * t * f_{yp,d} \text{ (αντίσταση φύλλου)}$$

$$K_{\phi} = 1 + \frac{\alpha}{d_o} \leq 6$$

$$d_{do} = 1.1 * d \text{ όπου } d \text{ η διάμετρος του ήλου}$$

$$t = \text{πάχος φύλλου}$$

$$\alpha = \text{απόσταση ήλου απ' το άκρο του φύλλου} > 1.5 * d_{do}$$

$$\gamma) \text{ Η συνολική αντοχή για κρίσιμα τμήματα που συνορεύουν με κάποια στήριξη είναι } Vrd = Vrd1 + Vrd2$$

Αντοχή χαλυβδόφυλλου σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής:

Στη φάση κατασκευής αρχικά υπολογίζεται η ενεργός διατομή του φύλλου και κατόπιν οι ελαστικές ροπές αντίστασης. Βάσει αυτών υπολογίζονται οι αντοχές σε θετικές και αρνητικές ροπές, η αντοχή σε τέμνουσα και η αντοχή σε αντίδραση στήριξης για τις ενδιάμεσες στηρίξεις. Στα κριτήρια ελέγχου συμπεριλαμβάνονται οι αλληλεπιδράσεις ροπής με τέμνουσα και ροπής με αντίδραση στήριξης.

Τα μεγέθη με τα οποία θα γίνουν οι έλεγχοι αντοχής προκύπτουν από ανάλυση όπου στα τμήματα θετικών και αρνητικών ροπών προσδίδονται και οι αντίστοιχες ροπές αδράνειας της απομειωμένης διατομής του φύλλου για θετικές και αρνητικές ροπές. Τα φορτία με τα οποία θα γίνει η διαστοιολόγηση έχουν αναφερθεί στην παράγραφο 1.

Η διαδικασία διαστοιολόγησης χαλυβδόφυλλου περιγράφεται αναλυτικά (με αναφορά κάποιων παραδοχών) στην τελευταία παράγραφο (χαλυβδόφυλλα οροφής)

4.5 Δυσκαμψίες σύμμικτης πλάκας

Δυσκαμψία σύμμικτης πλάκας για ρηγματωμένη διατομή (λαμβάνεται πλήρης διατομή χαλυβδόφυλλου):

α) Θετικές ροπές (γενικά):

$$Ae = Ap + \frac{b * ze}{n} \text{ (ισοδύναμο εμβαδό διατομής, } n = E_s / E_c \text{)}$$

$$ze = \frac{Ap * zp + \frac{b * ze^2}{2 * n}}{Ap + \frac{b * ze}{n}} \text{ (απόσταση κέντρου βάρους ισοδύναμης διατομής από άνω θλιβόμενη ίνα)}$$

Απ' τις δύο παραπάνω σχέσεις προκύπτει

$$Ze = \frac{Ap}{b/h} * \left(\left(1 + \frac{2*b*zp}{n*Ap} \right)^{0.5} - 1 \right) \leq hc$$

$$\text{Τελικά } Ie = Ip, o + Ap * (ze - zp)^2 + \frac{b*ze^3}{3*n}$$

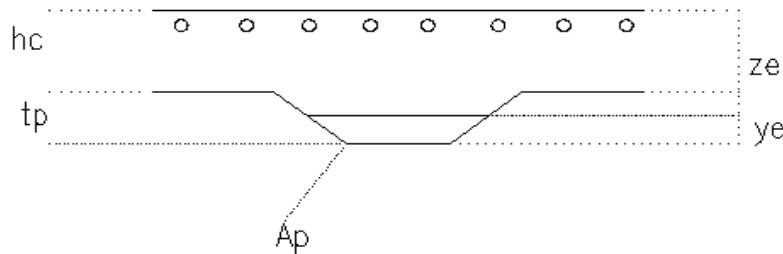
Ap=εμβαδό χαλυβδόφυλλου

Ip,o=ροπή αδράνειας φύλλου ως προς το Κ.Β. του

zp=απόσταση κέντρου βάρους φύλλου απ'την άνω ίνα της πλάκας

bp=μέσο πλάτος κυψέλης φύλλου

β)Αρνητικές ροπές(οι υπολογισμοί αφορούν το φύλλο symdeck 73 της έλαστρον πάχους 1mm και για χαρακτηριστικό πλάτος 0.75):



$$Ae = Ap + As + \frac{4*b*ye}{n} \quad \text{όπου } ye = hc + tp - ze$$

$$b = bo + 2 * \frac{\frac{ye}{2}}{\tan\theta} = bo + \frac{ye}{\tan\theta}, \tan\theta=3.142$$

$$ye = \frac{As*(h-zs)+Ap*yp+\frac{ye^2}{2*n}*(bo+\frac{ye}{\tan\theta})*4}{As+Ap+\frac{ye}{n}*(bo+\frac{ye}{\tan\theta})*4} \quad \text{οπότε προκύπτει}$$

$$\left(\frac{2}{n*\tan\theta} \right) * ye^3 + \left(\frac{2*bo}{n} \right) * ye^2 + (As + Ap) * ye - As * (h - zs) - Ap * yp = 0$$

υπολογίζω το ye με δοκιμές στο excel

$$\text{Τελικά } Ie = Ip, o + Ap * (ze - zp)^2 + As * (ze - zs)^2 + 4 * \frac{b*ye^3}{3*n} \quad (b = bo + \frac{ye}{\tan\theta})$$

4.6 Λειτουργικότητα:

α)φάση κατασκευής:

Το βέλος(χωρίς τα φορτία διάστρωσης) δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή $\delta 1, max = \frac{Le}{130}$

Προσοχή:το βέλος στην φάση κατασκευής υπολογίζεται για την πλήρη διατομή του φύλλου σε όλο το μήκος του φορέα.

β)φάση λειτουργίας:

Το βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή $\delta 2, max = \frac{Le}{350} \leq 20mm$ όπου Le είναι η απόσταση μεταξύ σημείων μηδενισμού της ροπής.

Το βέλος λόγω επιπρόσθετων μόνιμων φορτίων είναι $\delta 3$.

Το συνολικό βέλος που είναι ίσο με $\delta = \delta 1 + \delta 2 + \delta 3$ δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή $\frac{Le}{250}$.

Για την μόνωση των ταλαντώσεων εφαρμόστηκε το εμπειρικό κριτήριο(“ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ” Ι.ΒΑΓΙΑΣ,Ι.ΕΡΜΟΠΟΥΛΟΣ,Γ.ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ)βάσει του οποίου θα πρέπει το συνολικό βέλος να μην υπερβαίνει τα 28mm.

4.7 Παροχή πλευρικής εξασφάλισης στις δοκούς:

Απαραίτητη προϋπόθεση ώστε να μπορεί το φύλλο να παρέχει πλευρική εξασφάλιση στις δοκούς στη φάση κατασκευής είναι η ικανοποίηση του παρακάτω κριτηρίου που προτείνει ο EC3.

$$S \geq \left(E * I_w * \frac{9.859}{L^2} + G * I_t + E * I_z * \frac{9.859}{L^2} * 0.25 * h^2 \right) * \frac{70}{h^2} \text{ (για σύνδεση σε κάθε νεύρωση)}$$

S:η διατμητική δυσκαμψία(ανα μέτρο μήκους δοκού)που παρέχεται απ'το χαλυβδόφυλλο στη δοκό δεδομένου ότι έχω σύνδεση σε κάθε νεύρωση

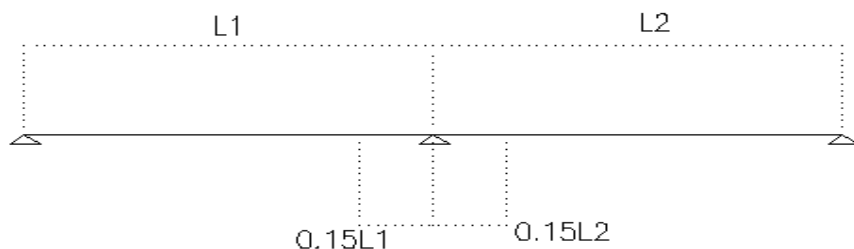
h: ύψος δοκού

L:μήκος δοκού

Το S μειώνεται κατα 80% αν συνδέεται σε κάθε δεύτερη νεύρωση στη δοκό

4.8 Γενικές παρατηρήσεις για τις σύμμικτες πλάκες:

- Για τη ρηγματωμένη ελαστική ανάλυση συνεχούς δοκού θεωρώ ότι τα τμήματα εκατέρωθεν των ενδιάμεσων στηρίξεων είναι ρηγματωμένα(και άρα η δυσκαμψία στους υπολογίζεται με βάση την παράγραφο 9-β) σε αποστάσεις $0.15 L_1$ απ'τη στήριξη.



Τα εικονιζόμενα τμήματα εκατέρωθεν της ενδιάμεσης στήριξης, στην ανάλυση για τους υπολογισμούς αντοχής και τους υπολογισμούς βελών λαμβάνονται με την ροπή αδράνειας που αντιστοιχεί στη διατομή υπό αρνητική ροπή.

Πιθανό σφάλμα στα μήκη των τμημάτων με αρνητικές ροπές (που μπορεί να μεταβάλει τα εντατικά μεγέθη διαστασιολόγησης καθώς επίσης και την αντοχή σε διαμήκη διάτμηση) μπορεί να αγνοηθεί.

- Στα σημεία ανοιγμάτων όπου έχω υπερκάλυψη φύλλων θα πρέπει να ελέγχεται κατάλληλα το μέσο σύνδεσης.
- Προσομείωση συνεχών διέρειστων πλακών στο etabs:
- Το etabs θεωρεί τις πλάκες αμφιέριστες και όχι συνεχείς και ως εκ τούτου υπάρχει σφάλμα στις αντιδράσεις στήριξης και άρα και στο φορτίο των διαδοκίδων. Το σφάλμα όμως είναι είτε πρακτικά ασήμαντο λόγω του μεγάλου αριθμού ανοιγμάτων είτε υπέρ της ασφάλειας, οπότε το αγνοούμε.

Επίσης το etabs θεωρεί τις πλάκες τετραέριστες. Τις καθιστούμε πρακτικά διέρειστες θέτοντας $m_{22}=m_{12}=0.05$ ώστε ο λόγος δυσκαμψιών στις δύο διευθύνσεις να είναι $1/20$. (Η ρύθμιση αυτή ενδεχομένως να επιρρεάζει και την δυσκαμψία διαφράγματος που λαμβάνει υπόψη το etabs.)

Σε ότι αφορά τις διατμητικές δυσκαμψίες το etabs "αντιλαμβάνεται" τις όποιες διαφορές στις δύο διευθύνσεις οπότε δεν απαιτείται να επέμβω στα f_{11}, f_{22}, f_{12} .

Λόγω του μεγάλου υπολογιστικού φόρτου που οφείλεται στον μεγάλο αριθμό επιφανειακών στοιχείων λαμβάνω στις πλάκες του πρώτου ορόφου $mesh=0.5$.

Τέλος να σημειωθεί ότι όλοι οι συνδυασμοί φόρτισης βάσει των οποίων γίνεται η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών προκύπτουν απ' την σχέση 3.1 του EC1.

4.9 Πλαϊνά πετάσματα και χαλυβδόφυλλα οροφής

Πλαϊνά πετάσματα:

Τα πλαϊνά πετάσματα τα οποία αποτελούνται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο υπολογίζονται ως συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων μήκους $L_1=5.36m$ και $L_2=5.64m$. Θεωρούμε ότι η μεταθετότητα των διαφραγμάτων είναι ασήμαντη για τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στο πέτασμα. Μοναδική φόρτιση είναι ο άνεμος ο οποίος πρέπει να εφαρμόζεται με την δυσμενέστερη διεύθυνση (πίεση ή υποπίεση) ανάλογα με το ποιο μέγεθος υπολογίζουμε ($M^+, M^-, \eta V$)

Για την απομειωμένη διατομή υπολογίζονται οι αντοχές του φύλλου σε:

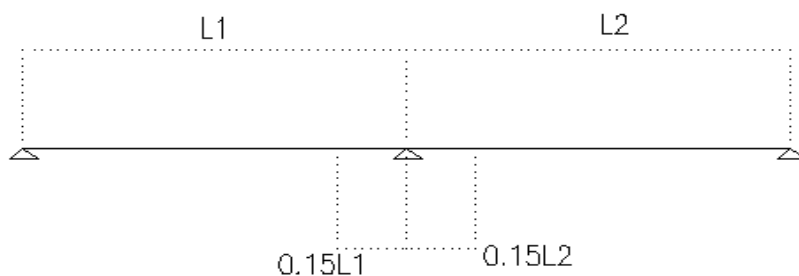
- α) θετικές ροπές κάμψης
- β) αρνητικές ροπές κάμψης
- γ) Τέμνουσα
- δ) αντοχή στην αντίδραση της ενδιάμεσης στήριξης

και διενεργούνται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι λεπτότοιχων διατομών για τον εκάστοτε δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης.

Το βέλος υπολογίζεται για την πλήρη διατομή του φύλλου και δεν θα πρέπει να ξεπερνά την τιμή $L_e/250$.

Χαλυβδόφυλλα οροφής:

Τα φύλλα οροφής υπολογίζονται ως συνεχείς δοκοί πολλών ανοιγμάτων. Για τους υπολογισμούς αντοχής θεωρούμε απομειωμένη διατομή (και στην ανάλυση για τα φορτία των συνδυασμών αντοχής). Τα φορτία που δρουν είναι ο άνεμος, το χιόνι, τα κινητά φορτία, τα μόνιμα φορτία και τα επιπλέον μόνιμα φορτία. Πρέπει να γίνουν όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι λεπτότοιχων διατομών για τον δυσμενέστερο κάθε φορά συνδυασμό στην διατομή με την δυσμενέστερη τιμή της έντασης για την οποία γίνεται ο έλεγχος. (π.χ. η μέγιστη θετική ροπή εμφανίζεται στο ακραίο άνοιγμα). Δεδομένου ότι το στατικό προσομείωμα είναι συνεχής δοκός θα πρέπει να ορίσω εξ' αρχής τα μήκη εκατέρωθεν των ενδιάμεσων στηρίξεων όπου προβλέπω ότι θα αναπτυχθούν αρνητικές ροπές. Τυχόν ανακρίβειες σε αυτά τα μήκη επηρεάζουν τις μέγιστες δρώσες ροπές, αρνητικές και θετικές, τις τέμνουσες και τις αντιδράσεις στήριξης καθώς επίσης και τις αντοχές της απομειωμένης διατομής στα παραπάνω μεγέθη λόγω μεταβολής του L_m . Θεωρώ ότι το σφάλμα είναι αρκετά μικρό ώστε να μπορώ να το αμελήσω. Όπως και στις σύμμικτες πλάκες έτσι και εδώ θεωρώ ότι τα τμήματα αρνητικών ροπών εκατέρωθεν των ενδιάμεσων στηρίξεων είναι το 15% των αντίστοιχων ανοιγμάτων.



Τα εικονιζόμενα τμήματα εκατέρωθεν της ενδιάμεσης στήριξης, στην ανάλυση για τους υπολογισμούς αντοχής λαμβάνονται με την ροπή αδράνειας που αντιστοιχεί στη διατομή υπό αρνητική ροπή. Στους υπολογισμούς για βέλη λαμβάνεται παντού $I = I_p$

Για την απομειωμένη διατομή υπολογίζονται οι αντοχές του φύλλου σε:

α) θετικές ροπές κάμψης

β) αρνητικές ροπές κάμψης

γ) τέμνουσα

δ) αντοχή στην αντίδραση της ενδιάμεσης στήριξης

Οι ακριβείς τύποι δίνονται στο αντίστοιχο μέρος του EC3 που αφορά τις λεπτότοιχες διατομές.

Ο έλεγχος για βέλη γίνεται με βάση την πλήρη διατομή του φύλλου. Η οριακή τιμή του βέλους για κινητά φορτία λαμβάνεται ίση με $\frac{Le}{350}$, ενώ για το σύνολο των φορτίων λαμβάνεται ίση με $\frac{Le}{250}$.

Για τους γεωμετρικούς περιορισμούς και τα πλάτη έδρασης ισχύει ότι και στις σύμμικτες πλάκες.

Επίσης ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί στην δυνατότητα παροχής πλευρικής εξασφάλισης στις διαδοκίδες της οροφής. Το κριτήριο είναι αυτό που αναφέρθηκε και στην αντίστοιχη παράγραφο για την φάση κατασκευής των σύμμικτων πλακών:

$$S \geq \left(E * I_w * \frac{9.859}{L^2} + G * I_t + E * I_z * \frac{9.859}{L^2} * 0.25 * h^2 \right) * \frac{70}{h^2} \quad (\text{για σύνδεση σε κάθε νεύρωση})$$

S: η διατμητική δυσκαμψία (ανα μέτρο μήκους δοκού) που παρέχεται απ' το χαλυβδόφυλλο στη δοκό δεδομένου ότι έχω σύνδεση σε κάθε νεύρωση

h: ύψος δοκού

L: μήκος δοκού

Το S μειώνεται κατά 80% αν συνδέεται σε κάθε δεύτερη νεύρωση στη δοκό

Σε ότι αφορά την προσομείωση των φύλλων οροφής στο etabs εφαρμόζονται τα ακόλουθα:

Στις ρυθμίσεις του etabs για τα επιφανειακά στοιχεία τύπου deck που αντιστοιχούν στα φύλλα οροφής θέτουμε $m22=m12=0.05$ ώστε τα φύλλα να μεταφέρουν φορτία ως διέρειστοι φορείς. Δεδομένου ότι το etabs θεωρεί ότι τα οριζόντια επιφανειακά στοιχεία τύπου deck είναι αμφιέριστα θα πρέπει να προσαυξήσω κατάλληλα το μόνιμο και κινητό φορτίο των διαδοκίδων εκείνων που γειτνιάζουν με τις ακραίες διαδοκίδες. Τέλος, λαμβάνουμε $mesh=0.5$.

4.10 Προσομοίωση στο etabs:

- Σε αυτήν την εργασία δεν έγινε αναλυτικός υπολογισμός των πετασμάτων. Θεωρούμε ότι τα χαλυβδόφυλλα των πετασμάτων είναι symdeck73(Elaston) πάχους $t=1.25\text{mm}$.
- Για την ανάλυση στο etabs εισάγω επιφανειακό κατακόρυφο στοιχείο τύπου wall με $weight=0$ χωρίς όμως να αλλάξω την μάζα (ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μάζα του φύλλου στον σεισμό αλλά να μην αποτελεί μόνιμο φορτίο για την κατασκευή).
- Το πάχος του επιφανειακού στοιχείου θα είναι τέτοιο ώστε με βάση το υλικό που του έχω συνάψει ($steel-mass=7,8\text{tons/m}^3$) η μάζα του να είναι ίση με εκείνη του φύλλου που εφαρμόζεται στην κατασκευή (προκύπτει πάχος 2.09mm).
- Κατά την ανάλυση, η δυσκαμψία στη διεύθυνση του φύλλου θεωρώ ότι είναι εκείνη της πλήρους διατομής (στην πραγματικότητα ενδεχομένως να ισχύει η κατανομή έντασης με βάση την απομειωμένη διατομή αλλά οι αντιδράσεις στήριξης-δηλ. οι

δυνάμεις στις στηρίξεις των πετασμάτων-ελάχιστα αλλάζουν) που είναι ίση με $I_p=184,43\text{cm}^4/\text{m}$ ενώ στην άλλη διεύθυνση θεωρώ δυσκαμψία $I_p/20$ ώστε να προσδώσω στο επιφανειακό στοιχείο την συμπεριφορά του αμφιέριστου πετάσματος(default είναι τετραέριστο). Η προσομείωση των δυσκαμψιών, δεδομένου ότι το φύλλο έχει πάχος 2.09mm πραγματοποιείται θέτοντας $m11=m12=121$ και $m22=2424$.

- Η αμελητέα οριζόντια δυσκαμψία των πετασμάτων προσομοιώνεται προσδίδοντας στα επιφανειακά στοιχεία wall, το χαρακτηριστικό plate.
- Τέλος για τα επιφανειακά στοιχεία wall2 που αποτελούν τα πετάσματα λαμβάνω $\text{mesh}=1$.

5 Επιλογή βέλτιστης διατομής για τα μέλη ενός group δοκών, υποστυλωμάτων ή συνδέσμων με κριτήριο το ελάχιστο βάρος

- Αρχικά ορίζονται τα μέλη του group τα οποία θα είναι ή δοκοί ή υποστυλώματα ή σύνδεσμοι, θα έχουν την ίδια λειτουργία στην κατασκευή (π.χ. κύρια δοκάρια πρώτου ορόφου ή διαδοκίδες δεύτερου ορόφου) και στην πλειοψηφία τους θα καταπονούνται με παρόμοια εντατικά μεγέθη. Αν τα μέλη ενός group έχουν γενικά διαφορετικά φορτία, ποιοτικά και ποσοτικά, τότε η διαστασιολόγηση είναι αντιοικονομική. Είναι πιθανό να υπάρχουν μερικά μέλη με σημαντικά μικρότερη ένταση αλλά συμπεριλαμβάνονται στο group για λόγους τυποποίησης.
- Για το group που ορίστηκε προσδιορίζεται μια λίστα διατομών (auto selection list) με τις οποίες θα γίνει έλεγχος κατά την ανάλυση. Από τις διατομές που θα κριθούν επαρκείς θα επιλεγεί η βέλτιστη (δηλαδή η ελαφρύτερη).
- Επίσης προσδιορίζεται απ' τις διατομές της παραπάνω λίστας εκείνη με την οποία θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση, που θα είναι η ελαφρύτερη. Ο λόγος που επιλέγεται η ελαφρύτερη, είναι να απαλαχτούμε απ' το ενδεχόμενο απόρριψης κατά τον έλεγχο κάποιας διατομής που αν και επαρκής για τα εντατικά μεγέθη που θα προέκυπταν για ανάλυση με την ίδια, δεν είναι επαρκής για τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν απ' την ανάλυση με μια μεγαλύτερη διατομή. Επιλέγοντας την ελαφρύτερη διατομή ενδεχομένως να μην είμαστε συντηρητικοί αλλά δεδομένου ότι στο τέλος θα τρέξουμε νέα ανάλυση με την βέλτιστη διατομή κάθε ενδεχόμενο αστοχίας θα προβλεφθεί.
- Αφού ολοκληρωθούν οι παραπάνω επιλογές-ρυθμίσεις η διαδικασία διαστασιολόγησης θα έχει ως εξής:
Για τις σύμμικτες δοκούς μόνο προηγείται μια διαδικασία μείωσης της auto selection list κατά την οποία εντοπίζεται η δοκός όπου εμφανίζεται η μέγιστη θετική ροπή και για αυτήν τη ροπή ελέγχονται όλες οι διατομές. Όσες δεν επαρκούν αφαιρούνται απ' τη λίστα.
Για κάθε συνδυασμό φορτίσεων, γίνεται έλεγχος του μέλους σε συγκεκριμένες θέσεις ώστε να εξασφαλιστεί η αποφυγή κάθε μορφής αστοχίας μέλους ή διατομής. Ο έλεγχος πραγματοποιείται για κάθε διατομή της auto selection list. Η ίδια διαδικασία εκτελείται σε όλα τα μέλη του group και τελικά για κάθε μέλος προκύπτει μια ομάδα επαρκών διατομών. Επιλέγονται οι διατομές που βρίσκονται σε όλες τις ομάδες επαρκών διατομών και έτσι προκύπτει μια τελική λίστα διατομών. Από αυτήν την τελική λίστα επιλέγεται η ελαφρύτερη διατομή.

6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Φορτία χιονιού(με βάση τον EC1):

Λαμβάνονται υπόψη τα παρακάτω δεδομένα-παραδοχές:

- Η στέγη είναι οριζόντια
- Ο συντελεστής έκθεσης λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες
- Ο θερμικός συντελεστής λαμβάνεται επίσης για κανονικές συνθήκες
- Για την χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού θεωρώ ζώνη3
- Το υψόμετρο λαμβάνεται ίσο με $A=550m$
- Το φορτίο υπολογίζεται για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές, ενώ θεωρώ ότι δεν έχω εξαιρετικές συγκεντρώσεις χιονιού

$$S_{k,o} = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.7 = 1.36 \text{ Kpa}$$

$$S_k = S_{k,o} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) = 1.849 \text{ Kpa}$$

Άνεμος(με βάση τον EC1):

Υπολογισμός των $q_p(z_e)$ και C_{pe}

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,o} = 1 \cdot 1 \cdot 27 = 27 \text{ m/sec}$$

ύψος αναφοράς: $z_e = H = 11m$, για όλες τις πλευρές του κτιρίου και την οροφή.

$$C_o(z_e) = 1 \text{ (έχω επίπεδο έδαφος)}$$

Για τον υπολογισμό του συντελεστή $C_r(z_e)$ λαμβάνονται:

- έδαφος κατηγορίας 2 οπότε $z_o = 0.05$ και $z_{min} = 2$
- Δεδομένου ότι έχουμε $z_{min} = 2 < z_e = 11 < z_{max} = 200m$ έχουμε $C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_o}\right) = 0.19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,2}}\right)^{0.07} \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_o}\right) = 1.024$

Με βάση αυτά τα νούμερα προκύπτει:

$$V_m(z_e) = C_r(z_e) \cdot C_o(z_e) \cdot V_b = 27.648 \text{ m/sec}$$

$$I_v(z_e) = \frac{k_i}{C_o(z_e) \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_o}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{11}{0.05}\right)} = 0.185$$

τελικά έχουμε: $q_p(z_e) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot V_m(z_e)^2 = (1 + 7 \cdot 0.185) \cdot 0.5 \cdot 0.00125 \cdot 27.648^2 = 2.094 \text{ Kpa}$
για όλες τις πλευρές και την οροφή

Δεδομένων των παράπλευρων επιφανειών της κατασκευής (ζώνες A, B, C, D, E διαφορετικές ανάλογα με την φορά του ανέμου, όλες με εμβαδό $A > 10m^2$) θα ισχύει $C_{pe} = C_{pe,10}$.

Με βάση τον πίνακα 6.1 του EC1 και δεδομένου ότι $H/d = 11/87.65 = 0.125 < 0.25$ έχουμε:

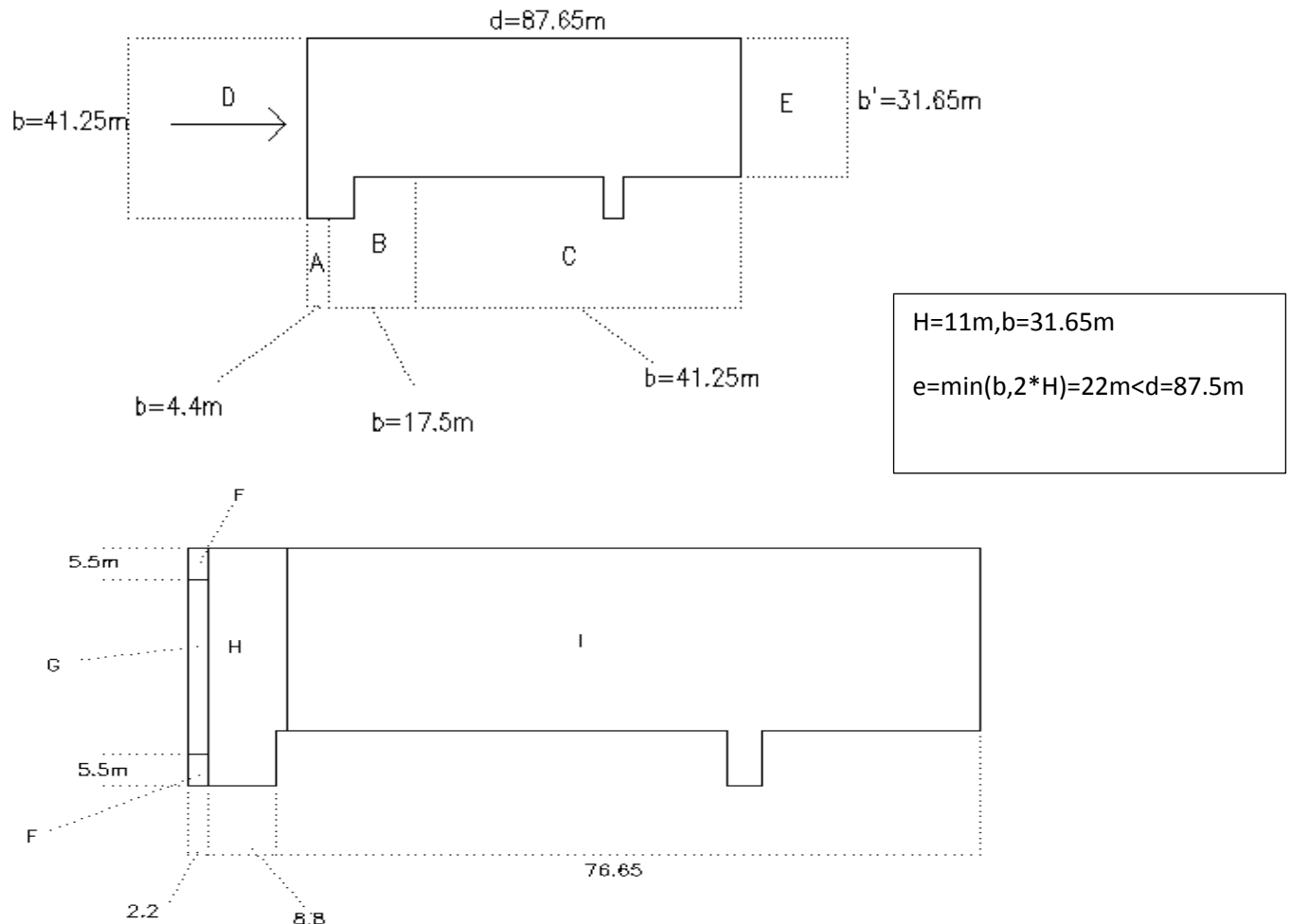
Για τη ζώνη D, θεωρώ ότι δεν έχω στρεπτικά ευαίσθητο κτίριο και επομένως έχω πλήρη ορθογωνική κατανομή.

ζώνη	Cpe
A	-1.2
B	-0.8
C	-0.5
D	0.7
E	-0.3

Για την στέγη, με βάση τον πίνακα 6.2 (για αιχμηρά άκρα) έχουμε:

ζώνη	Cpe
F	-1.8
G	-1.2
H	-0.7
I	± 2

Στα επόμενα σχήματα φαίνονται οι διαστάσεις των ζωνών.



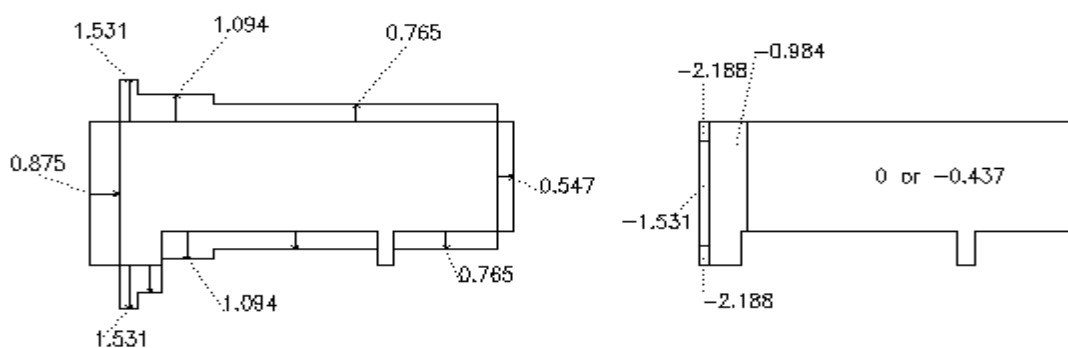
Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων:

Για τις εσωτερικές πιέσεις, δεδομένου ότι δεν έχουμε εκτίμηση για τα ανοίγματα και ότι σε όλες τις πλευρές (εκτός απ' τη ζώνη D) καθώς και την οροφή η εξωτερική πίεση είναι αρνητική

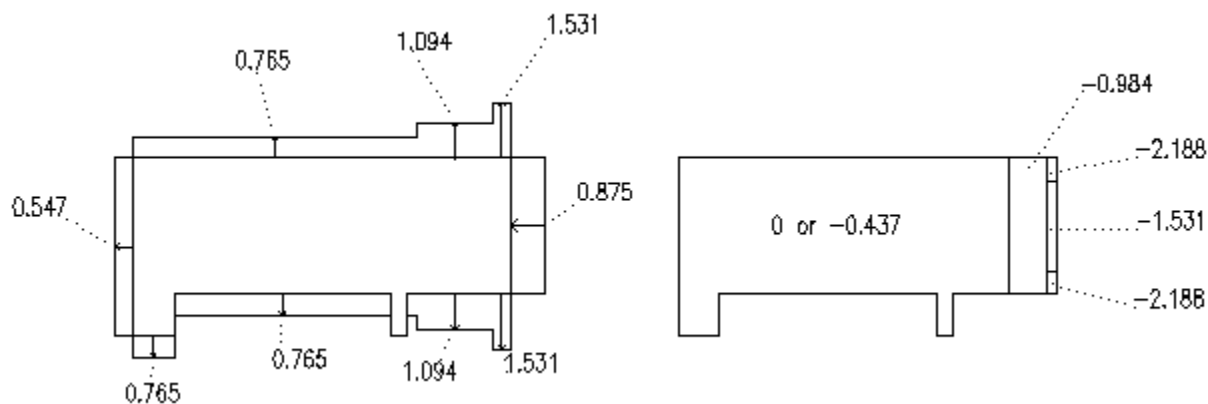
με $C_{pe,10} > C_{pe,10,D}$ λαμβάνουμε $C_{ri}=0.2$ (6.18 από EC1). Επίσης $z_i=z_e=11m$ και άρα $q_p(z_i)=1.094Kpa$. Άρα προκύπτει $W(z_i)=0.218Kpa$.

Οι 8 πιθανές δράσεις ανέμου απεικονίζονται σχηματικά παρακάτω με βάση τα όσα έχουν αναφερθεί στην παρούσα παράγραφο (οι διαστάσεις των ζωνών παράλληλα στον άνεμο είναι πάντα ίδιες).

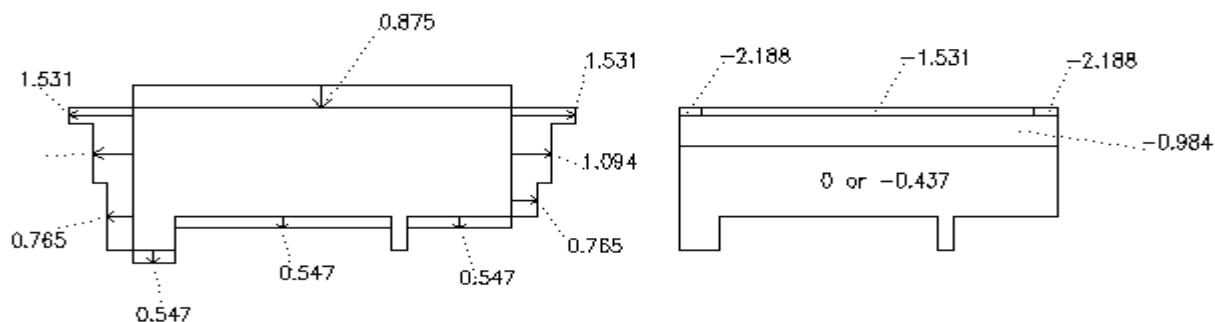
a) W1,W2



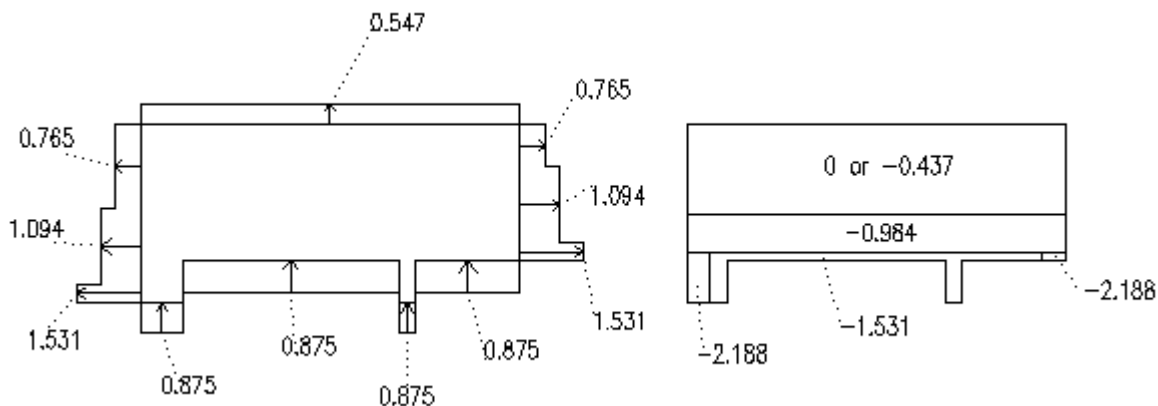
b) W3,W4



c) W5,W6



d) W7,W8



Μόνιμα φορτία:

Τα μόνιμα φορτία αποτελούνται από τα ίδια βάρη των μελών απο δομικό χάλυβα, των σύμμικτων δοκών, των σύμμικτων πλακών, των τοιχείων και των χαλυβδόφυλλων και υπολογίζονται αυτόματα απ' το etabs ανάλογα με τα ειδικά βάρη που έχω προσάψει στα διάφορα υλικά που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή. Τα ειδικά βάρη είναι τα εξής:

σκυρόδεμα: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

δομικός χάλυβας: $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

χάλυβας οπλισμού: $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

Τα επιπλέον μόνιμα φορτία είναι τα εξής:

- 1^{ος} όροφος: $\text{SDL} = 0.8 \text{ Kpa}$
- 2^{ος} όροφος: $\text{SDL} = 0.9 \text{ Kpa}$

Θερμοκρασιακά φορτία:

Εφαρμόζονται σε όλα τα μέλη της κατασκευής (πλάκες, τοιχεία, δοκάρια, υποστυλώματα, χιαστί σύνδεσμοι κ.τ.λ.)

Για την κατασκευή θεωρούμε 2 πιθανές τιμές θερμοκρασιακής μεταβολής:

1) $\text{DT} = +20^\circ\text{C}$

2) $\text{DT} = -20^\circ\text{C}$

Κινητά φορτία (με βάση τον EC1, κεφάλαιο 2):

Το κτίριο είναι εμπορικό και επομένως ανήκει στην κατηγορία D (Πίνακας 2.2).

Για τον πρώτο όροφο το κινητό φορτίο λαμβάνει την τιμή $q = 4 \text{ Kpa}$

Για το δεύτερο όροφο το κινητό φορτίο λαμβάνει την τιμή $q = 0.5 \text{ Kpa}$

Οι μειωτικοί συντελεστές α_n και α_A είναι ίσοι με 1.

Σεισμική διέγερση:

Χρησιμοποιείται το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8.

Για τους συντελεστές που περιλαμβάνονται στον υπολογισμό της επιτάχυνσης σχεδιασμού λαμβάνονται υποψη τα παρακάτω:

- Για την απόσβεση θεωρώ ότι η κατασκευή είναι μεταλλική με κοχλιώσεις οπότε $\zeta=4\%$ και $n=1.054$ (στο η_{abs} : correction factor Λ)
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=3$.
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 οπότε $a_g=0.24$
- Κατηγορία εδάφους B οπότε $T_b=0.15\text{sec}$, $T_c=0.5\text{sec}$, $T_d=2.5\text{sec}$, $S=1.2$
- $\beta=0.2$

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Οι συνδυασμοί διαστασιολόγησης των σύμμικτων πλακών και των χαλυβδόφυλλων οροφής δίνονται στα αντίστοιχα κεφάλαια. Παρακάτω αναφέρονται οι συνδυασμοί φόρτισης για αντοχή και λειτουργικότητα των μελών από χάλυβα, των σύμμικτων δοκών και των τοιχείων.

Οι συνδυασμοί αντοχής για όλα τα ραβδωτά μέλη, σεισμικοί και μη σεισμικοί, παράγονται απ' τις σχέσεις 3.1 και 3.3 αντίστοιχα του EC1 (για όλους τους επιμέρους συντελεστές αντρέχουμε στην παράγραφο 3.1 και τον πίνακα 3.1) οι οποίες δίνουν ένα πλήθος πιθανών περιπτώσεων συνδυασμών. Εξετάζονται όλες οι δυνατές πραγματικές περιπτώσεις συνδυασμών φορτίσεων.

Οι συνδυασμοί λειτουργικότητας για τα ραβδωτά μέλη προκύπτουν με την ίδια διαδικασία χρησιμοποιώντας όμως τη σχέση 3.4 του EC1 (χρησιμοποιώντας και πάλι τον πίνακα 3.1).

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που δύναται να προκύψουν δίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Α) Μη σεισμικοί συνδυασμοί

Για κάθε μία από τις παρακάτω 32 περιπτώσεις παράγονται τόσοι συνδυασμοί όσα είναι και τα πιθανά ζεύγη δράσεων ανέμου και θερμοκρασιακών δράσεων. Υπενθυμίζεται ότι έχουμε 8 πιθανούς ανέμους και δύο πιθανές θερμοκρασιακές μεταβολές. Ανα μία οκτάδα περιπτώσεων αλλάζει το κύριο φορτίο. Στην πρώτη τετράδα, της κάθε οκτάδας περιπτώσεων τα φορτία G, SDL, S, Q έχουν δυσμενή δράση ενώ στην δεύτερη τετράδα έχουν ευμενή δράση. Σε κάθε τετράδα οι συντελεστές γ , των δράσεων W, DT μεταβάλλονται κατά όλους τους δυνατούς τρόπους (προφανώς τέσσερεις)

	G	SDL	XIONI(S)	KINHTO(Q)	ANEMOS(W)	DT	
ΚΥΡΙΟ ΦΟΡΤΙΟ							
ANEMOS	1	1.35	1.35	0.75	1.05	1.5	0.9
	2	1.35	1.35	0.75	1.05	1.5	0
	3	1.35	1.35	0.75	1.05	0	0.9

	4	1.35	1.35	0.75	1.05	0	0
	5	1	1	0	0	1.5	0.9
	6	1	1	0	0	1.5	0
	7	1	1	0	0	0	0.9
	8	1	1	0	0	0	0
KINHTO	9	1.35	1.35	0.75	1.5	0.9	0.9
	10	1.35	1.35	0.75	1.5	0.9	0
	11	1.35	1.35	0.75	1.5	0	0.9
	12	1.35	1.35	0.75	1.5	0	0
	13	1	1	0	0	0.9	0.9
	14	1	1	0	0	0.9	0
	15	1	1	0	0	0	0.9
	16	1	1	0	0	0	0
XIONI	17	1.35	1.35	1.5	1.05	0.9	0.9
	18	1.35	1.35	1.5	1.05	0	0.9
	19	1.35	1.35	1.5	1.05	0.9	0
	20	1.35	1.35	1.5	1.05	0	0
	21	1	1	0	0	0.9	0.9
	22	1	1	0	0	0.9	0
	23	1	1	0	0	0	0.9
	24	1	1	0	0	0	0
ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗ	25	1.35	1.35	0.75	1.05	0.9	1.5
	26	1.35	1.35	0.75	1.05	0.9	0
	27	1.35	1.35	0.75	1.05	0	1.5
	28	1.35	1.35	0.75	1.05	0	0
	29	1	1	0	0	0.9	1.5
	30	1	1	0	0	0	1.5
	31	1	1	0	0	0.9	0
	32	1	1	0	0	0	0

Β)Σεισμικοί συνδυασμοί:

Σε όλους τους μή σεισμικούς συνδυασμούς οι συντελεστές των μή σεισμικών φορτίων είναι ίδιοι(για τον άνεμο και τις θερμοκρασιακές μεταβολές οι συντελεστές είναι ίσοι με 0).

*Η ταλαντούμενη μάζα προκύπτει μέσω του συνδυασμού $S=(G+SDL)+0.6*Q$.*

Η μεθοδολογία που χρησιμοποιεί το etabs για τον υπολογισμό της έντασης στα μέλη της κατασκευής για δεδομένη σεισμική διέγερση βασίζεται στην επαλληλία ιδιομορφών και παράγει τις ακραίες μόνο τιμές των εντατικών μεγεθών. Ταυτόχρονες τιμές εντατικών μεγεθών δεν υπολογίζονται και επομένως εφαρμόζεται η εναλλακτική μέθοδος υπολογισμού έντασης στην κατασκευή λόγω σεισμού, που προτείνει ο ΕΑΚ2000 στην παράγραφο 3.4.4.4

Για δεδομένες σεισμικές δράσεις σε κάθε διεύθυνση E_x, E_y έχουμε 8 πιθανούς συνδυασμούς:

$$E = \mp Ex \mp 0.3Ey \text{ και } E = \mp Ey \mp 0.3Ex$$

Δεδομένου ότι για κάθε διεύθυνση έχω δύο δυνατές σεισμικές δράσεις($Ex1=Ex+eccy, Ex2=Ex-eccy, Ey1=Ey+eccx, Ey2=Ey-eccx$) προκύπτει ότι τελικά θα έχουμε 4 οκτάδες σεισμικών συνδυασμών δηλαδή 32 συνδυασμούς.

	G	SDL	XIONI	KINHTO	ANEMOS	DT	EX+ecy=EX1	EY-ecx=EY2
1	1	1	0	0.6	0	0	1	0.3
2	1	1	0	0.6	0	0	1	-0.3
3	1	1	0	0.6	0	0	-1	0.3
4	1	1	0	0.6	0	0	-1	-0.3
5	1	1	0	0.6	0	0	0.3	1
6	1	1	0	0.6	0	0	0.3	-1
7	1	1	0	0.6	0	0	-0.3	1
8	1	1	0	0.6	0	0	-0.3	-1
	G	SDL	XIONI	KINHTO	ANEMOS	DT	EX+ecy=EX1	EY-ecx=EY2
9	1	1	0	0.6	0	0	1	0.3
10	1	1	0	0.6	0	0	1	-0.3
11	1	1	0	0.6	0	0	-1	0.3
12	1	1	0	0.6	0	0	-1	-0.3
13	1	1	0	0.6	0	0	0.3	1
14	1	1	0	0.6	0	0	0.3	-1
15	1	1	0	0.6	0	0	-0.3	1
16	1	1	0	0.6	0	0	-0.3	-1
	G	SDL	XIONI	KINHTO	ANEMOS	DT	EX-ecy=EX2	EY+ecx=EY1
17	1	1	0	0.6	0	0	1	0.3
18	1	1	0	0.6	0	0	1	-0.3
19	1	1	0	0.6	0	0	-1	0.3
20	1	1	0	0.6	0	0	-1	-0.3
21	1	1	0	0.6	0	0	0.3	1
22	1	1	0	0.6	0	0	0.3	-1
23	1	1	0	0.6	0	0	-0.3	1
24	1	1	0	0.6	0	0	-0.3	-1
	G	SDL	XIONI	KINHTO	ANEMOS	DT	EX-ecy=EX2	EY-ecx=EY2
25	1	1	0	0.6	0	0	1	0.3
26	1	1	0	0.6	0	0	1	-0.3
27	1	1	0	0.6	0	0	-1	0.3
28	1	1	0	0.6	0	0	-1	-0.3
29	1	1	0	0.6	0	0	0.3	1

30	1	1	0	0.6	0	0	0.3	-1
31	1	1	0	0.6	0	0	-0.3	1
32	1	1	0	0.6	0	0	-0.3	-1

Γ)Συνδυασμοί λειτουργικότητας:

Ανάλογα με το ποιο θα είναι το κύριο φορτίο προκύπτουν τέσσερις περιπτώσεις όπου για κάθε περίπτωση έχω δεκαέξι υποπεριπτώσεις λόγω των 8 δυνατών δράσεων ανέμου και των δύο δυνατών θερμοκρασιακών δράσεων.Συνολικά προκύπτουν 64 συνδυασμοί.

G	SDL	XIONI	KINHTO	ANEMOS	DT	
1	1	1	0.5	0.7	1	0.6
2	1	1	1	0.7	0.6	0.6
3	1	1	0.5	0.7	0.6	1
4	1	1	0.5	1	0.6	0.6

Δ)Συνδυασμοί φορτίσεων S για φάση κατασκευής σύμμικτων δοκών:

Για έλεγχο αντοχής $S=1.4 \cdot G$ (όπου G τα μόνιμα φορτία λόγω βάρους δοκού,χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος.Δεδομένου ότι στο etabs δεν είναι δυνατός ο διαχωρισμός νωπού και στέρεου σκυροδέματος ο όρος 1.35 πολλαπλασιάστηκε με τον λόγο ειδικών βαρών νωπού κα στέρεου σκυροδέματος $\frac{26}{25}$ οπότε προέκυψε ο όρος 1.4)

Για έλεγχο λειτουργικότητας ασκούνται στη δοκό μόνο τα μόνιμα φορτία χωρίς κανένα προσαυξητικό συντελεστή οπότε: $S=G$

*Για τον έλεγχο αντοχής των τοιχείων δεδομένου ότι η διαστασιολογήση δεν μπορεί να γίνει πάντα αυτόματα απ'το etabs(π.χ. τοιχεία με ανοίγματα,ή τοιχεία που υπολογίζονται με προσομοίωμα θλιπτήρα –ελκυστήρα) χρησιμοποιούμε μέρος μόνο των παραπάνω συνδυασμών A,B.

Συγκεκριμένα επιλέγουμε τους συνδυασμούς:

1MS2,1MS4,9MS2,9MS4,17MS2,17MS4,1S,5S

Ε)Συνδυασμοί φορτίσεων για τα τοιχεία:

Δεδομένου ότι τα τοιχεία P4,P8,P14 δεν μπορούν να υπολογιστούν ως ραβδωτοί φορείς δεν είναι δυνατό να διαστασιολογηθούν απ'το Etabs.Θα πρέπει να υπολογιστούν απ'τον μελετητή με την βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων του προγράμματος,και για αυτόν το λόγο στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας η διαστασιολόγηση θα πραγματοποιηθεί ενδεικτικά για ένα μόνο συνδυασμό τον 5S.

7 ΓΕΝΙΚΑ ΣΧΟΛΙΑ ΚΑΙ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

- Φαινόμενα 2^{ας} τάξεως (EC3, μέρος 1-1, παράγραφος 5.2.2.3.α):

Οι επιλογές είναι δύο και περιγράφονται παρακάτω:

α) Θα εφαρμοστεί ανάλυση 2^{ας} τάξεως. Συγκεκριμένα θα υπολογιστεί ο παραμορφωμένος φορέας έπειτα από ανάλυση με δύο επαναλήψεις υπο τον εξής συνδυασμό (συντηρητικός ώστε να προκύπτουν στα υποστυλώματα μέγιστες μετατοπίσεις): $\text{comb} = 1.35 \cdot (DL + SDL) + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot L + 1.5 \cdot W_x + 1.5 \cdot W_y$. (S, L για φορτία χιονιού και κατακόρυφα κινητά φορτία αντίστοιχα) Έπειτα θα υπολογιστεί ο παραμορφωμένος φορέας για τα φορτία που προβλέπει η μελέτη.

β) Για τον συνδυασμό $S = 1.35 \cdot (G + SDL) + 1.5 \cdot Q + 0.75 \cdot S + 0.9 \cdot W_2$ (συνδυασμός 10MS2) για πλαίσια στη διεύθυνση x και το συνδυασμό

$S = 1.35 \cdot (G + SDL) + 1.5 \cdot Q + 0.75 \cdot S + 0.9 \cdot W_5$ (συνδυασμός 10MS5) - (Δέν

συμπεριλαμβάνονται τα συγκεντρωμένα φορτία απ' την πλευρική εξασφάλιση που παρέχουν οι διαδοκίδες στις κύριες δοκούς του δευτέρου ορόφου) για πλαίσια στη διεύθυνση y πραγματοποιείται ο παρακάτω έλεγχος με βάση το κεφάλαιο 5.2 του EC3-μέρος 1-1.

Υπολογίζεται ο παράγοντας $acr = \left(\frac{H_{ed}}{V_{ed}} \right) * \left(\frac{h}{\delta_{H_{ed}}} \right)$ όπου

H_{ed} είναι η συνολική τέμνουσα στο επίπεδο του πλαισίου, που ασκείται στις βάσεις των υποστυλωμάτων

V_{ed} είναι το συνολικό κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στα υποστυλώματα του πλαισίου

h είναι το ύψος του ορόφου (απόσταση μεταξύ άνω πελμάτων σιδηροδοκών)

$\delta_{H_{ed}}$ είναι η σχετική μετακίνηση της κορυφής του ορόφου ως προς τη βάση του ορόφου (δεδομένου ότι στους συνδυασμούς για τους οποίους γίνεται ο έλεγχος δεν έχω σεισμική δράση οι μετατοπίσεις στα διάφορα σημεία προκύπτουν κατευθείαν απ' την ελαστική ανάλυση και δεν απαιτείται κάποια προσαύξηση)

Αν $acr \geq 10$ τότε μπορώ να αγνοήσω τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως. Αν $acr \leq 10$ τότε πρέπει να προασυζήσουμε κατάλληλα τα φορτία με τα οποία θα γίνει η ελαστική ανάλυση με βάση την παράγραφο 5.2.2 του EC3 μέρος 1-1

- Τα κύρια σύμμικτα δοκάρια στον πρώτο όροφο, κατά τη διάρκεια της κατασκευής και μέχρι να στερεοποιηθεί το σκυρόδεμα θα είναι υποστυλωμένα. Οι σύμμικτες διαδοκίδες δεν θα υποστυλωθούν.

- Σημαντικό ρόλο στην ένταση που αναπτύσσεται στην κατασκευή για μια σεισμική διέγερση παίζει η ευκαμψία του διαφράγματος. Ειδικά για την περίπτωση της σύμμικτης πλάκας και του χαλυβδόφυλλου που έχουμε στην κατασκευή στον πρώτο και το δεύτερο όροφο αντίστοιχα, οι καμπτικές και διατμητικές δυσκαμψίες του διαφράγματος διαφέρουν στις δύο διευθύνσεις. Το etabs με την επιλογή semi-rigid diaphragm λαμβάνει υπόψη αυτές τις διαφορές μέσω των πεπερασμένων στοιχείων. Το πρόγραμμα δίνει επίσης τη δυνατότητα επιλογής μεταξύ ισότροπου και ανισότροπου υλικού διαφράγματος. Η διαφραγματική λειτουργία ειδικά στον δεύτερο όροφο αλλά και στον πρώτο ενισχύεται από τους οριζόντιους συνδέσμους χιαστί.
- Δεδομένου ότι το κτίριο που μελετάται γειτνιάζει με άλλο κτίριο του ίδιου συγκροτήματος θα πρέπει να τοποθετηθούν οι κατάλληλοι διαχωριστικοί αρμοί με βάση τις σχετικές διατάξεις του κανονισμού
- Η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση $\gamma = \frac{q \cdot \Delta \epsilon \lambda}{2.5 \cdot h} \geq \frac{\Delta \epsilon \lambda}{h}$ λόγω σεισμικής διέγερσης σε όλα τα περιμετρικά υποστυλώματα της κατασκευής δεν πρέπει να ξεπερνά την οριακή τιμή $\gamma = 0.007$ όπου:
 $q =$ ο συντελεστής συμπεριφοράς

$\Delta \epsilon \lambda =$ η συνισταμένη σχετική μετακίνηση του υποστυλώματος μεταξύ δύο διαδοχικών διαφραγμάτων ή μεταξύ διαφράγματος και βάσης, που προκύπτει απ' την ελαστική ανάλυση.

Ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης για μη σεισμικά φορτία και κυρίως απ' τον άνεμο περιορίζεται μέσω της ικανοποίησης του κριτηρίου για περιορισμό της μεταθετότητας και των φαινομένων 2ας τάξεως. (κεφάλαιο: Μέλη από χάλυβα, παράγραφος 2)

- Όλα τα δοκάρια της κατασκευής είναι αμφιέριστα και όλα τα υποστυλώματα εδράζονται στη βάση με άρθρωση και στους δύο άξονες. Οι κόμβοι είναι όλοι απλοί.
- Σε αυτήν την εργασία η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης αγνοείται.
- Έμφαση πρέπει να δοθεί στην ενίσχυση της σύνδεσης των τοιχείων με την πλάκα του πρώτου ορόφου και τα δοκάρια δεύτερου και πρώτου ορόφου, ώστε να εξασφαλιστεί κατά το μέγιστο δυνατό η επιρροή της δυσκαμψίας του τοιχώματος στην ένταση που αναπτύσσεται στην κατασκευή για κάποιο σεισμό.
- Για την εξασφάλιση της μέγιστης συνεισφοράς του χαλυβδόφυλλου οροφής στην διαφραγματική λειτουργία του δεύτερου ορόφου (διαφραγματική λειτουργία παρέχουν σε ένα βαθμό και οι οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι) θα πρέπει να ληφθούν τα κατάλληλα μέτρα κατά την διαμόρφωση των συνδέσεων μεταξύ χαλυβδόφυλλου και δοκού. Η ενίσχυση οφείλεται και στην απαίτηση για παροχή πλευρικής εξασφάλισης του φύλλου στις διαδοκίδες, μιας και οι τελευταίες δεν έχουν ήλους που θα αγκύρωναν επαρκώς το χαλυβδόφυλλο.
- Στην περίπτωση που συμπίπτουν σημαντικός εφελκυσμός με ροπή, σε υποστυλώματα ή μεταλλικά δοκάρια, απαιτείται ειδικός έλεγχος μέλους για στρεπτοκαμπτικό

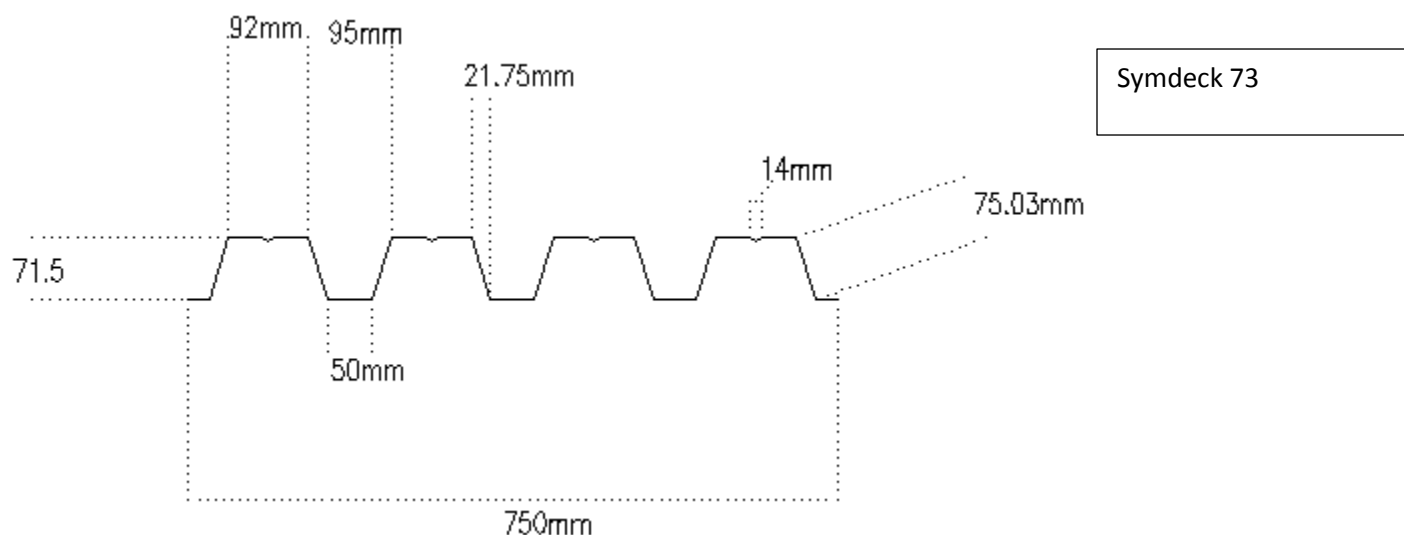
λυσισμό. Στην κατασκευή όμως που εξετάζεται θεωρώ ότι δεν υπάρχει τέτοιο ενδεχόμενο.

- Όλα τα δοκάρια είναι στρεπτικά δεσμευμένα στα άκρα τους. Έχω ελευθέρωση μόνο στις ροπές στους δύο άξονες της διατομής.
- Δεδομένου ότι, όταν το Etabs εκτελεί γραμμική ανάλυση αναπόφευκτα λαμβάνει υπόψη την δυσκαμψία και των δύο χιαστί συνδέσμων, θα πρέπει να απομειώσουμε κατά 50% τη δυσκαμψία του κάθε χιαστί συνδέσμου (μέσω των frame properties modifiers). Έπειτα θα πρέπει να υπερδιαστασιολογήσουμε κατάλληλα τους χιαστί συνδέσμους τις συνδέσεις και τα μέλη που εμπλέκονται στον ικανοτικό έλεγχο. Στην προκειμένη περίπτωση επαυξάνουμε την κρίσιμη αξονική (εφόσον οφείλεται σε σεισμική δράση) κατά 100% στις ράβδους των κατακόρυφων χιαστί και κατά 150% στις ράβδους των οριζόντιων χιαστί (υπεραντοχή 50%). Στον ικανοτικό έλεγχο των συνδεόμενων μελών στην εκάστοτε εφελκυσόμενη ράβδο εφαρμόζουμε την προσαύξηση με τον ικανοτικό συντελεστή α αφού πρώτα διπλασιάσουμε την σεισμική αξονική δύναμη. Για τον υπολογισμό του ικανοτικού συντελεστή α θεωρούμε σεισμική αξονική δύναμη διπλάσια εκείνης που προκύπτει απ' την ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό.
- Δεδομένου ότι η αστοχία σε θλίψη των εφελκυσόμενων ράβδων των χιαστί συνδέσμων, είναι θεμιτή προσαυξάνουμε μέσω των overwrites την θλιπτική αντοχή τους ώστε το etabs να αναγνωρίζει αστοχία μόνο λόγω εφελκυσμού.
- Τα φορτία της πλευρικής εξασφάλισης που παρέχουν τα χαλυβδόφυλλα στις διαδοκίδες δεδομένου ότι είναι σχετικά μικρά και ότι μεταφέρονται και σε άλλα μέλη πέραν του ορ. συνδέσμου (μέσω της αγκύρωσης των χαλυβδόφυλλων στις κύριες δοκούς), θεωρώ ότι μπορώ να τα παραβλέψω κατά τον έλεγχο του ορ. συνδέσμου.
- Τα κύρια δοκάρια του δευτέρου ορόφου εξασφαλίζονται μόνο από εκείνες τις δοκούς που καταλήγουν σε κόμβο οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας.
- Έμφαση πρέπει να δοθεί στην αγκύρωση των εφελκυσόμενων ράβδων στα τοιχεία ώστε να αποφευχθεί το φαινόμενο της εξόλκευσης των κοχλιών της σύνδεσης τοιχείου εφελκυσόμενης ράβδου, απ' το σώμα σκυροδέματος του τοιχείου.
- Για την απομειωμένη διατομή του χαλυβδόφυλλου αγνοήθηκαν οι νευρώσεις.

8 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης

8.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας και χαλυβδόφυλλων οροφής

Θα χρησιμοποιηθεί το φύλλο symdeck73 της Elastron.



Υλικά:

Χάλυβας φύλλου: S320, $E_s=210\text{GPa}$, $\nu=0.3$, $\alpha=1.17 \cdot 10^{-5}$

Χάλυβας οπλισμού: S500, $E_s=210\text{GPa}$, $\nu=0.3$, $\alpha=1.17 \cdot 10^{-5}$

σκυρόδεμα: C25/30, $E_c=30.5\text{GPa}$, $\nu=0.2$, $\alpha=9 \cdot 10^{-6}$

ήλοι: $F_u=500.000\text{Kpa}$ (στον υπολογισμό των σύμμικτων πλακών οι ήλοι εμπλέκονται μόνο στην διαμήκη διατμητική αντοχή κρίσιμου τμήματος που συνορεύει με στήριξη).

Συντελεστές ασφάλειας:

σκυρόδεμα: $\gamma_c=1.5$

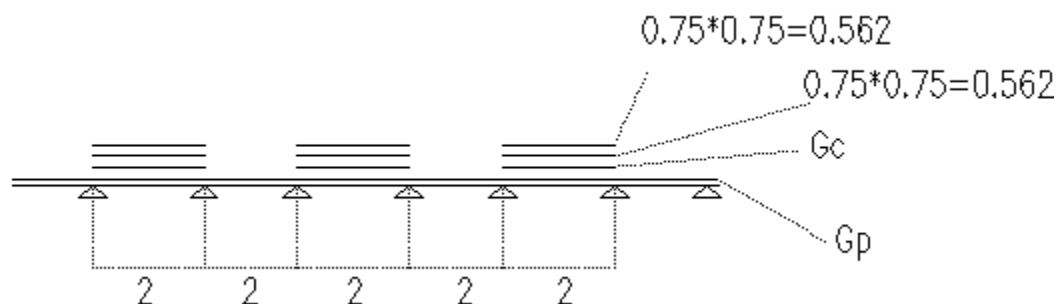
Χάλυβας φύλλου: $\gamma_a=1$ (θεωρείται δομικός χάλυβας)

Χάλυβας οπλισμού: $\gamma_s=1.15$

Όλοι οι παρακάτω υπολογισμοί αφορούν χαλυβδόφυλλο χαρακτηριστικού πλάτους 750mm.

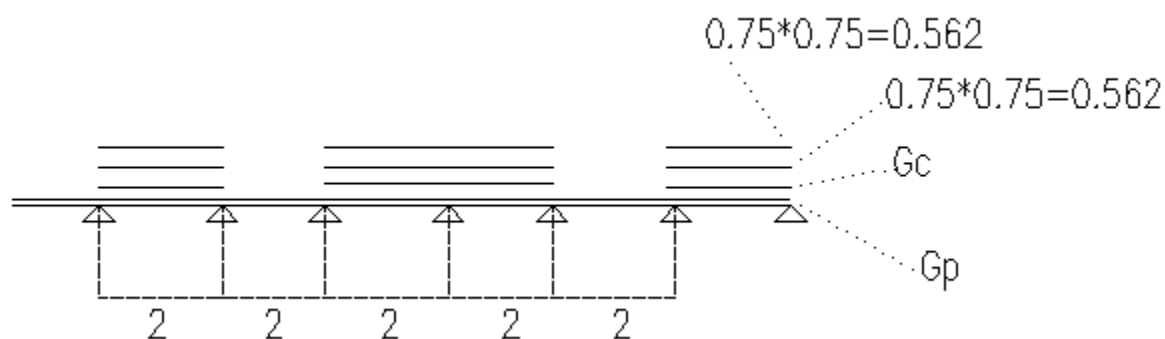
Φάση κατασκευής-φατνωματική διάστρωση:

Για υπολογισμό μέγιστης ροπής ανοίγματος θεωρούμε κατανομή των φορτίων κατασκευής όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα:



όπου $G_p, G_c, 0.562$ το ίδιο βάρος του φύλλου, το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και το φορτίο διάστρωσης αντίστοιχα.

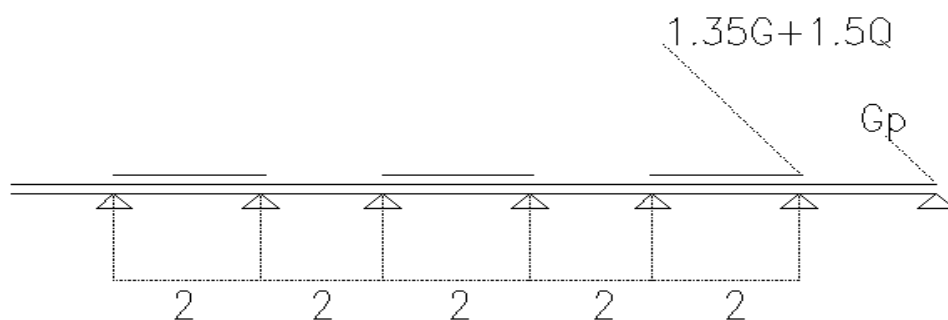
Για τον υπολογισμό της μέγιστης αρνητικής ροπής, της μέγιστης τέμνουσας και της μέγιστης αντίδρασης στήριξης η κατανομή φορτίων έχει ως εξής:



Για τον υπολογισμό των βελών εφαρμόζουμε σε όλο το μήκος του φορέα $G_p + G_c$.

Φάση λειτουργίας:

Για υπολογισμό μέγιστης θετικής ροπής η κατανομή των φορτίων εφαρμόζεται ως εξής:



Για τον υπολογισμό μέγιστης αρνητικής ροπής και μέγιστης τέμνουσας εφαρμόζουμε

1.35G+1.5Q σε όλο το μήκος του φορέα.

Για υπολογισμό βελών που αναπτύσσονται λόγω φορτίων που δρουν στη φάση λειτουργίας εφαρμόζουμε $SDL+Q$ (όπου SDL τα επιπλέον μόνιμα φορτία).

Οι ροπές αντοχής και ροπές αδράνειας σύμμικτης πλάκας υπολογίζονται στο αντίστοιχο φύλλο excel για χαρακτηριστικό πλάτος πλάκας 750mm, χαλυβδόφυλλο πλήρους διατομής και με τις παρακάτω παραδοχές (οι οποίες πάντα επαληθεύονται ώστε να είναι σωστοί οι υπολογισμοί):

- Για θετικές ροπές αντοχής αρχικά υποθέτω ότι ο Π.Α. είναι πάνω απ' το φύλλο οπότε θα πρέπει $\chi r_l < h_c$
- Για θετικές ροπές αδράνειας θα πρέπει ο Κ.Α. να είναι πάνω απ' το φύλλο οπότε θα πρέπει $z_e < h_c$
- Για αρνητικές ροπές αντοχής ο Π.Α. βρίσκεται μέσα στο φύλλο οπότε θα πρέπει $\chi l_r < t_r$
- Για αρνητικές ροπές αδράνειας ο Κ.Α. βρίσκεται μέσα στο φύλλο οπότε θα πρέπει $y_e < t_r$

Η μέθοδος ανάλυσης στη φάση λειτουργίας είναι ελαστική ρηγματωμένη.

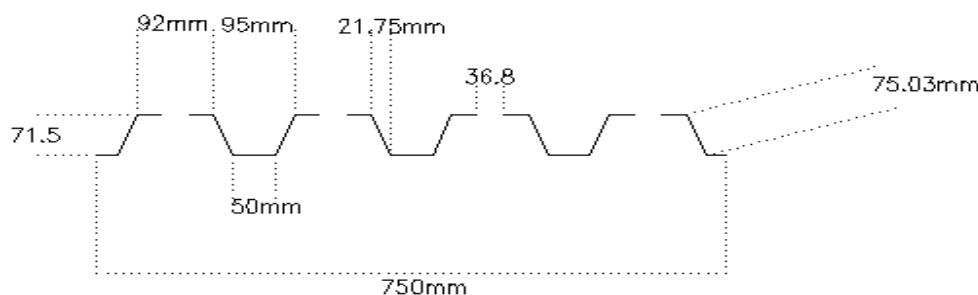
Επιλέγονται οι παρακάτω τιμές μεγεθών για τη διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας:

- $h_c = 0.12\text{m}$
- $z_s = 0.025\text{m}$
- $\gamma = 25\text{Kn/m}^3$ για φάση λειτουργίας και $\gamma = 26\text{Kn/m}^3$ για φάση κατασκευής
- $t_p = 1\text{mm}$
- $A_s = 1.8\text{cm}^2$ (εντός του χαρακτηριστικού πλάτους)
- Οι συντελεστές a_n, a_A του EC1(3.1) μπορούν να ληφθούν ίσοι με τη μονάδα.

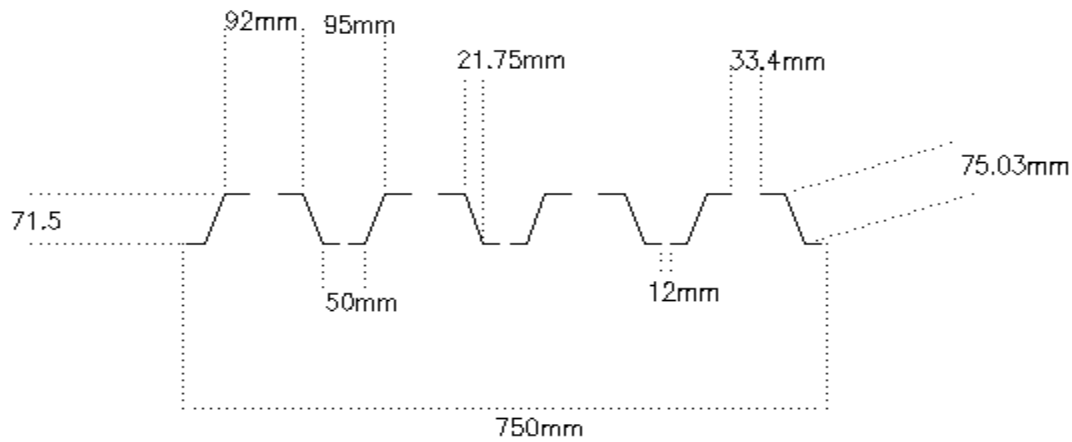
Φάση κατασκευής:

Υπολογίστηκαν οι απομειωμένες διατομές του χαλυβδόφυλλου syndeck 73 πάχους 1mm για θετικές και αρνητικές ροπές.

Για θετικές ροπές προέκυψε η διατομή :



Για αρνητικές ροπές προέκυψε η διατομή:



Οπότε με δεδομένες τις παραπάνω διατομές προκύπτουν:

	Θετικές ροπές(cm^4)	Αρνητικές ροπές
$I(\text{ροπή αδράνειας})-(\text{cm}^4)$	78.9	48.96
$W(\text{ροπή αντίστασης})-(\text{cm}^3)$	21.687	12.61

Με βάση τα παραπάνω (και το μέσο μήκος L_m για τον φορέα) οι αντοχές της διατομής(για το χαρακτηριστικό πλάτος των 750mm) είναι:

$$M_{rd}^+ = 6.93 \text{KNm}$$

$$M_{rd}^- = 4.03 \text{KNm}$$

$$V_{rd} = 81.76 \text{KN}$$

$$R_{w,rd} = 44.15 \text{KN} (\text{για έδραση σε δοκό IPE180})$$

Φορτία:

- $G_p = 0.0981 \text{KN/m}$ (βάρος χαλυβδόφυλλου)
- $G_c = 2.88 \text{KN/m}$ (βάρος νωπού σκυροδέματος)
- $G_p + G_c + 0.562 + 0.562 = 4.1 \text{KN/m}$

Προκύπτουν:

$$M_{\max}^+ = 1.64 \text{KNm} < 6.93$$

$$M_{\max}^- = 1.52 < 4.03$$

$$V_{\max} = 4.86 < 81.76$$

$$F_{sd} = 2 * V_{\max} = 9.72 < 44.15$$

(Τα τρία τελευταία μεγέθη προκύπτουν για τον ίδιο συνδυασμό στην ίδια στήριξη)

Αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας στη στήριξη όπου εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές:

$$\left(\frac{1.52}{4.03}\right)^2 + \left(\frac{4.86}{81.76}\right)^2 = 0.145 < 1$$

Αλληλεπίδραση ροπής και αντίδρασης στήριξης στη στήριξη όπου εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές:

$$\frac{1.52}{4.03} + \frac{9.72}{44.15} = 0.597 < 1.25$$

Βέλη: Κατά τη στατική ανάλυση λαμβάνεται $I=I_p=110.42\text{cm}^4$ σε όλο το μήκος της δοκού.

Προκύπτει μέγιστο βέλος στο ακραίο άνοιγμα
 $\delta=0.002\text{m}=2\text{mm}<L_e/130=1.564/130=0.012$ (περίπου)

Επίσης ισχύει ότι $\delta < \min(20\text{mm}, \frac{L_e}{250}) = 0.006\text{mm}$ (περίπου) οπότε δεν απαιτείται προσαύξηση του πάχους της πλάκας στη φάση λειτουργίας. Στα ενδιάμεσα ανοίγματα το L_e μειώνεται αλλά μειώνεται και το βέλος αρκετά ώστε να μην απαιτείται επιπλέον έλεγχος.

Φάση λειτουργίας:

Φορτία:

$$G_c=0.52+2.25=2.77 \text{ KN/m}$$

$$G_p=0.0981\text{KN/m}$$

$$Q=3\text{KN/m}$$

Η ανάλυση είναι ελαστική ρηγματωμένη με ισοδύναμες ροπές αδράνειας $I_e^+=1704\text{cm}^4$

και $I_e^-=510\text{cm}^4$ (ανα 0.75m)

Οι μέγιστες τιμές των ροπών και των τεμνουσών με τις οποίες θα γίνει η ανάλυση είναι οι παρακάτω:

$$M_{\max}^+=3.84\text{KNm}$$

$$M_{\max}^-=1.67\text{KNm}$$

$$V_{\max}=9.87\text{KN}$$

Οι αντίστοιχες αντοχές για χαρακτηριστικό πλάτος είναι:

$$M_{rd}^+=51.14\text{KNm}>3.84\text{KNm}$$

$$M_{rd} = 11.97 \text{ kNm} > 1.67 \text{ kNm}$$

$$V_{rd} = 23.65 \text{ kN} > 9.87$$

Για τη διαμήκη διάτμηση εξετάζονται τα κρίσιμα τμήματα του δεξιού ακραίου ανοίγματος (όπου έχω τις μέγιστες ροπές σε στήριξη και άνοιγμα αλλά και τα αντίστοιχα μέγιστα μήκοι L_s), για δύο περιπτώσεις:

1. Ομοιόμορφη φόρτιση $1.35G+1.5Q$ σε όλο το μήκος του φορέα οπότε έχω μέγιστη ροπή στη στήριξη
2. Φόρτιση με $1.35G+1.5Q$ ανα δύο ανοίγματα οπότε έχω μέγιστη ροπή στο άνοιγμα

Το κρίσιμο τμήμα του ακραίου ανοίγματος που περιλαμβάνει την ενδιάμεση στήριξη έχει μικρότερο μήκος διατμητικού ανοίγματος L_s , και μικρότερη ροπή στο άκρο του σε σχέση με τα αντίστοιχα μεγέθη του μεσαίου κρίσιμου μήκους (βλ. σχήμα στο κεφάλαιο των σύμμικτων πλακών παράγραφος 7). Δεδομένου ότι στην αντοχή του συμβάλει και ο ήλος στην διαδοκίδα, αυτό το κρίσιμο τμήμα δεν είναι το δυσμενέστερο για διαμήκη διάτμηση.

Δυσμενέστερο είναι το μεσαίο κρίσιμο τμήμα για τον δεύτερο συνδυασμό φόρτισης όπου τελικά έχουμε:

Δρώσα διαμήκη διατμητική δύναμη: $V_{d,max} = 26.36 \text{ kN}$ η οποία ισούται με την δύναμη του θλιβόμενου τμήματος της σύμμικτης πλάκας στην θέση όπου έχουμε την μέγιστη θετική ροπή θεωρώντας ελαστική κατανομή τάσεων (για το χαρακτηριστικό πλάτος των 750 mm).

Το μήκος του μεσαίου κρίσιμου τμήματος είναι $L_{cr2} = 0.83 \text{ m}$ οπότε το διατμητικό μήκος είναι $L_s = L_{cr2}/2 = 0.415 \text{ m}$ και τελικά προκύπτει η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση $V_{d,rd} = 33.5 > 26.36$ (για χαρακτηριστικό πλάτος 750 mm).

Βέλη:

Οι μέγιστες τιμές βελών εμφανίζονται στο ακραίο άνοιγμα 20-21.

Για τα κινητά και τα επιπλέον μόνιμα φορτία προκύπτει $\delta = 0.00015 < L_e/350 = 1.8/350 = 0.00514$

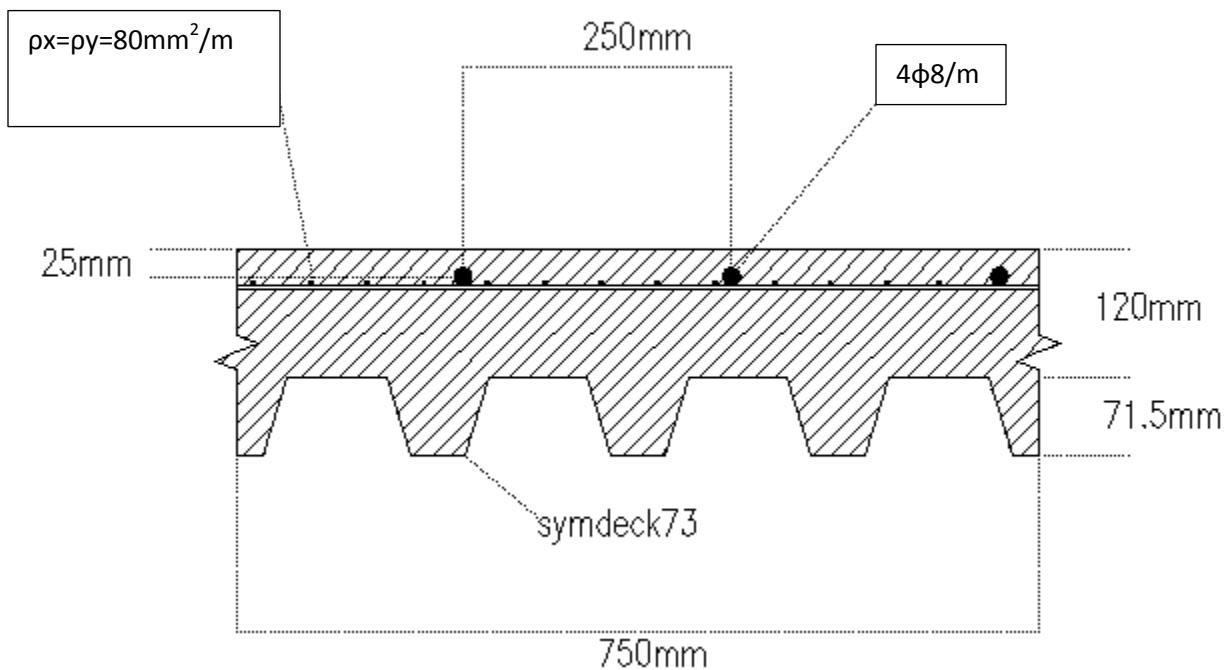
Το συνολικό βέλος του δεξιού ακραίου ανοίγματος είναι $\delta = 0.0015 + 0.00015 = 0.00165 < L_e/250 = 0.0072$

Ο ερπυσμός αγνοείται. Τα βέλη στα ενδιάμεσα ανοίγματα είναι αρκετά μικρότερα και έτσι δεν ελέγχονται.

Ταλαντώσεις:

Για το μέγιστο βέλος έχουμε $\delta = 0.00165 < 0.028$ οπότε ικανοποιείται το εμπειρικό κριτήριο της αντίστοιχης παραγράφου του κεφαλαίου των σύμμικτων πλακών.

Οπλισμοί:



*Απο τον έλεγχο διατμητικής κάλυψης της πλάκας σκυροδέματος για τα σύμμικτα δοκάρια προέκυψε ότι απαιτείται οπλισμός $A > 1.55 \text{ cm}^2/\text{m}$ και στις δύο διευθύνσεις. Επομένως καταργούμε το πλέγμα οπλισμού και τοποθετούμε $5\phi 8/\text{m}$ και στις δύο διευθύνσεις (οπλισμός που υπερβαίνει ελαφρώς τον απαιτούμενο). Επίσης δεδομένου του σχετικά μικρού ανοίγματος των πλακών ο οπλισμός θα είναι συνεχής και όχι διακοπτόμενος όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο.

Ο έλεγχος διατμητικής δυσκαμψίας φύλλου ώστε να εξασφαλίζει πλευρικά τις διαδοκίδες του πρώτου ορόφου στην φάση κατασκευής είναι επαρκής.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΩΝ ΟΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Επιλέγεται το ίδιο χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιήθηκε και στις σύμμικτες πλάκες το *symdeck 73* πάχους $t_p = 1 \text{ mm}$. Υπενθυμίζονται τα βασικά χαρακτηριστικά της απομειωμένης διατομής:

	Θετικές ροπές	Αρνητικές ροπές αντοχής
Ροπες αδράνειας (cm^4)	78.9	48.96
Ροπές αντοχής (KNm)	6.93	4.03

Η ροπή αδράνειας για την πλήρη διατομή είναι $I_p = 110.42 \text{ cm}^4$

αντοχή σε τέμνουσα: $V_{rd} = 81.76 \text{ KN}$

αντοχή σε αντίδραση στήριξης: $R_{w,rd} = 44.15 \text{ KN}$

Σε όλους τους παρακάτω υπολογισμούς αντοχής και βελών λαμβάνεται χαρακτηριστικό πλάτος χαλυβδόφυλλου ίσο με $b_{eff} = 750 \text{ mm}$.

Τα φορτία είναι τα εξής (για χαρακτηριστικό πλάτος 750 mm):

$SDL=0.6\text{KN/m}$ (επιπλέον μόνιμα)

φορτία χιονιού: $S=1.386\text{KN/m}$

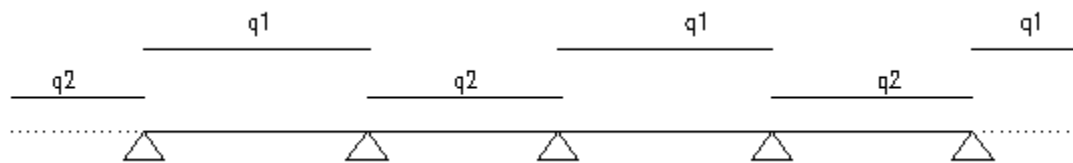
κινητά φορτία: $Q=0.375\text{KN/m}$

$G_p=0.0981\text{KN/m}$

Μέγιστη υποπίεση ανέμου:-1,641KN/m(η πίεση αυτή έχει υπολογιστεί ότι εφαρμόζεται μόνο σε μια περιορισμένη επιφάνεια της οροφής αλλά δεδομένου ότι αυτή η επιφάνεια περιλαμβάνει δύο με τρία ανοίγματα θεωρώ δράση της μέγιστης πίεσης σε όλο του μήκος του φορέα προσομείωσης)

Μέγιστη πίεση ανέμου=0KN/m

Για τον υπολογισμό της μέγιστης θετικής ροπής(δηλαδή της μέγιστης ροπής ανοίγματος) έχουμε την παρακάτω κατανομή φορτίων:



όπου:

$$q_1=1.35*(G_p+SDL)+1.5*S+1.5*0.7*Q+0*0.7*(\text{μέγιστη υποπίεση})=3.415\text{KN/m}$$

και

$$q_2=(G_p+SDL)+1.5*(\text{μέγιστη υποπίεση ανέμου})=-1.763\text{KN/m}$$

Αν στη δράση ανέμου είχα βάλει την πίεση αντί της υποπίεσης θα είχα: $q_1=3.415\text{KN/m}$

και $q_2=0.69\text{KN/m}$.Οπότε οι υπολογισμοί γίνονται με τα αρχικά q_1, q_2 .

Προκύπτει $M_{\max}^+=1.541\text{KN/m}<6.93\text{KN/m}$ (υπάρχει αρκετά μεγάλο περιθώριο ώστε να αγνοήσω το σφάλμα στο μήκος L_m για τον υπολογισμό της αντοχής του φύλλου σε θετική ροπή κάμψης)

Για τον υπολογισμό της μέγιστης αρνητικής ροπής, της μέγιστης τέμνουσας και της μέγιστης αντίδρασης στήριξης εφαρμόζουμε σε όλο το μήκος του φορέα ομοιόμορφο φορτίο ίσο με

$$q=1.35*(G_p+SDL)+1.5*S+0.7*1.5*Q+0.7*1.5*(\text{μέγιστη πίεση})=3,415\text{KNm}$$

οπότε και προκύπτουν:

$$M_{\max}^-=1.27\text{KNm}<4.03\text{KNm}$$

$$V=4\text{KN}<81.76\text{KN}$$

$$F_{sd}=8\text{KN}<44.15\text{KN}$$

Είναι εμφανές ότι ικανοποιούνται και τα κριτήρια αλληλεπίδρασης.

Υπολογισμός βελών:

Στη στατική ανάλυση της συνεχούς δοκού λαμβάνουμε τη ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής του φύλλου.

Για βέλος λόγω του συνόλου των φορτίων εφαρμόζουμε σε όλον το φορέα φορτίο

$$q' = G_r + S_{DL} + S + 0.7 * Q = 2.34 \text{ KN/m} \text{ (Η μέγιστη πίεση ανέμου είναι ίση με } 0 \text{ KPa)}$$

$$\text{Στο ακραίο άνοιγμα } 20-21 \text{ προκύπτει βέλος } \delta = 0.002 \text{ m} < L_e / 250 = 1.7 / 250 = 0.0068 \text{ m.}$$

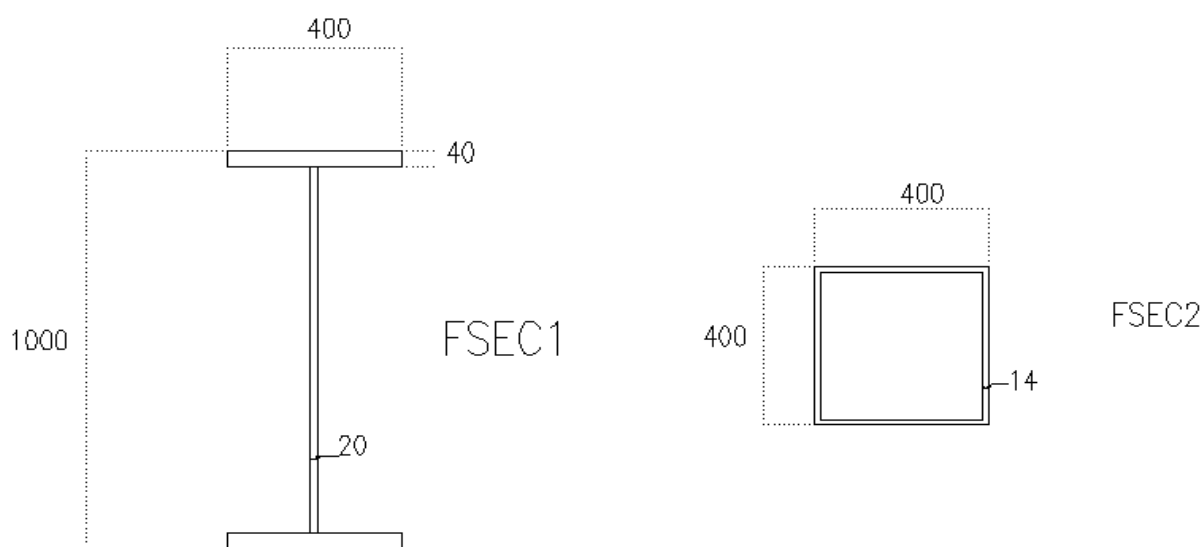
Για την τοποθέτηση και υπερκάλυψη των χαλυβδόφυλλων εφαρμόζονται οι σχετικές διατάξεις και γεωμετρικοί περιορισμοί (κεφάλαιο σύμμικτων πλακών, δεύτερη παράγραφος)

8.2 Διατομές υποστυλωμάτων, δοκών και ράβδων χιαστί συνδέσμων

Ομάδα μελών κατασκευής	Βέλτιστη διατομή
Διαδοκίδες δεύτερου ορόφου	IPE 300
Κύρια δοκάρια 2 δεύτερου ορόφου	IPE 500
Κύρια δοκάρια 1 δεύτερου ορόφου	FSEC 1
Group B	IPE 270
Κύρια δοκάρια 1 πρώτου ορόφου (σύμμικτα και μη)	IPE 750x147
Οριζόντια χιαστί 1 ^{ου} και 2 ^{ου} ορόφου	TUBO 70x70x4.5
Ενισχυμένα χιαστί	TUBO 70x70x4.5
Κατακόρυφα χιαστί	TUBO 100x100x10
Κολόνες	FSEC2
Στύλοι χιαστί	TUBO 300x300x16
Διαδοκίδες πρώτου ορόφου	IPE 180

Σύμμικτες δοκοί του Group A	IPE 180
Σιδηροδοκοί του Group A	IPE 300
Κύρια δοκάρια 2 πρώτου ορόφου	IPE 750x147

Όλες οι διατομές εκτός απο τις FSEC1,FSEC2 είναι ελλατές.Οι FSEC1,FSEC2 είναι συγκολλητές.Σε κάποιες περιπτώσεις τα υποστυλώματα έχουν υπερδιαστασιολογηθεί λόγω της απαίτησης για μεγαλύτερο πλάτος ώστε να είναι δυνατή η σύνδεση με την δοκό. Οι διαδοκίδες του πρώτου ορόφου στο προεξέχον αριστερό τμήμα(κατόψεως του κτιρίου) είναι IPE 200 και όχι IPE 180.



Η κατανομή των ήλων στις σύμμικτες δοκούς έχει ως εξής:

Ομάδα δοκών	Αριθμός ομοιόμορφα κατανεμημένων ήλων	Ομάδα δοκών	Αριθμός ομοιόμορφα κατανεμημένων ήλων
Διαδοκίδες 1 ^{ου} ορόφου	8	Κύριες δοκοί 2 ,1 ^{ου} με L=2m	6
Group A	8	Κύριες δοκοί 1 ,1 ^{ου} με L=16m	32
Κύριες δοκοί 2, 1 ^{ου} με L=8m	12	Κύριες δοκοί 1 ,1 ^{ου} με L=12m	24
Κύριες δοκοί 2, 1 ^{ου} με L=9,6m	14	Κύριες δοκοί 1 ,1 ^{ου} με L=8m	16
Κύριες δοκοί 1 ,1 ^{ου} με L=6m	12	Κύριες δοκοί 1 ,1 ^{ου} με L=2m	4

Κύριες δοκοί 1,1 ^{ου} με L=4m	2		
---	---	--	--

Δεδομένου του μικρού κόστους των ήλων, ο αριθμός τους σε ορισμένες δοκούς υπερβαίνει τον ελάχιστο απαιτούμενο.

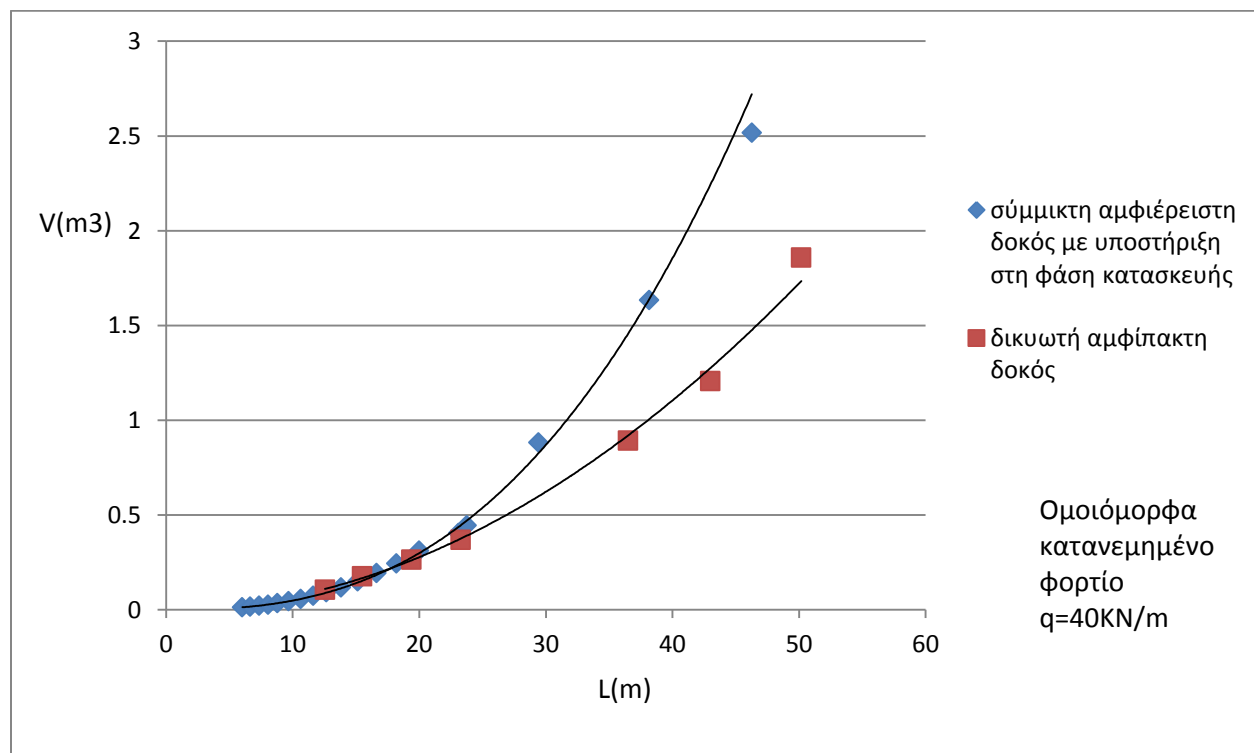
8.3 Διατομές και οπλισμός τοιχείων

Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης για κάθε τοιχείο αρκεί ο ελάχιστος οπλισμός $\rho_t = \rho_l = 0.0025$. Τοποθετούμε 5Φ12/m και στις δύο διευθύνσεις (κατακορύφως και οριζοντίως). Περιμετρικά του κάθε ανοίγματος τοποθετούνται δύο ράβδοι Φ16. Δεδομένου ότι με βάση την ανάλυση οι μέγιστες ορθές τάσεις υπολείπονται κατά πολύ της τάσης $\sigma = 0.2 \cdot f'_c$ (f'_c είναι η ονομαστική αντοχή του σκυροδέματος) η χρήση οπλισμού περίσφιξης δεν είναι αναγκαία στα τοιχεία, με μοναδική εξαίρεση το τοιχείο P8 όπου λόγω των ανοιγμάτων σχηματίζονται στα άκρα του τοιχείου υποστυλώματα. Ενδεικτικά σχέδια των τοιχείων με τους οπλισμούς τους επισυνάπτονται στο σχετικό αρχείο.

9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι παραδοχές σχεδιασμού, οι κατηγορίες του χάλυβα και του σκυροδέματος καθώς και άλλες παράμετροι που λήφθηκαν υπόψη σε αυτήν τη διπλωματική εργασία διαφέρουν από τις αντίστοιχες της πραγματικής κατασκευής και δεδομένου ότι στα πλαίσια του εκπαιδευτικού χαρακτήρα της εργασίας δεν έχουν ολοκληρωθεί στον απαιτούμενο βαθμό όλοι οι απαραίτητοι υπολογισμοί, δεν είναι δυνατή η αξιόπιστη οικονομική σύγκριση των δύο εκδοχών σχεδιασμού που ήταν και ο τυπικός στόχος της εργασίας.

Σαν γενικό συμπέρασμα όμως, μπορεί να προταθεί η παρατήρηση ότι μεταξύ δικτυωτών αμφίπακτων δοκών και σύμμικτων αμφιέριστων δοκών (με υποστήριξη στη φάση κατασκευής), αυξανόμενου του ανοίγματος L , οι πρώτες αποτελούν οικονομικότερη λύση μιας και η συνολική ποσότητα χάλυβα που απαιτείται είναι μικρότερη. Στο επόμενο σχήμα φαίνονται ενδεικτικά οι καμπύλες απαιτούμενου όγκου χάλυβα V συναρτήσει του ανοίγματος L της δοκού για σύμμικτες αμφιέριστες δοκούς (2^η εκδοχή σχεδιασμού) και δικτυωτές αμφίπακτες δοκούς (αντιστοιχούν στην 1^η εκδοχή σχεδιασμού όπου έχω συνεχείς δοκούς) για ομοιόμορφο φορτίο $q=40\text{KN/m}$.



Όταν το άνοιγμα της δοκού ξεπεράσει τα 16m περίπου, η σύμμικτη αμφιέριστη δοκός απαιτεί μεγαλύτερη ποσότητα χάλυβα σε σχέση με την αμφίπακτη δικτυωτή δοκό.

*Οι υπολογισμοί για τις καμπύλες του σχήματος βασίστηκαν κυρίως σε βιομηχανικές, ελλατές διατομές

10 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.(2009)«Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα»,Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα
2. Ιωάννης Κ.Βάγιας,(2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα,3^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα
3. Ιωάννης Βάγιας - Dab Dubina,«Σιδηρές κατασκευές από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης»,Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα