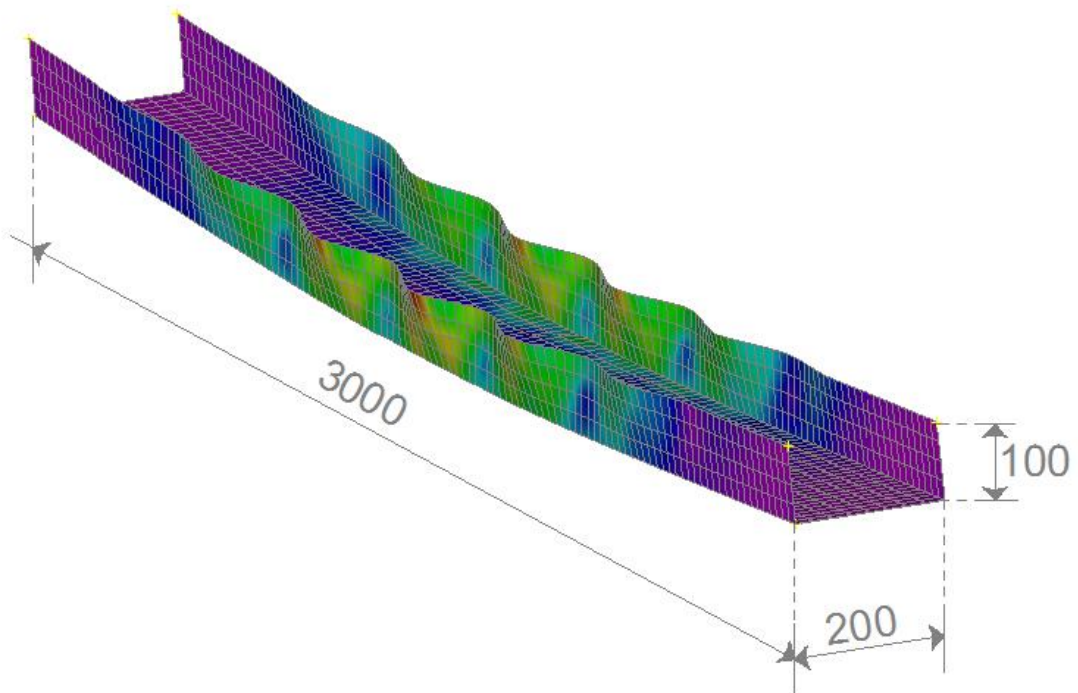




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Κάμψη Λεπτότοιχης Διατομής U με ή χωρίς Ενισχύσεις



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μπάκας Ι. Αριστείδης

Επιβλέπων: αν. Καθηγητής Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Ιούλιος 2015

ΕΜΚ ΔΕ 2015/24

Μπάκας Α. Ι. (2015)
Κάμψη λεπτότοιχης διατομής U με ή χωρίς ενισχύσεις άκρων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/24
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο,
Αθήνα

Μπακας Α. Ι. (2015)
Bending of thin-walled U sections either with or without edge stiffeners
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/24
Institute of steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

Πίνακας Περιεχομένων	1
Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή στις διατομές ψυχρής έλασης	6
1.1 Ιστορικό.....	6
1.2 Χρησιμοποιούμενες διατομές	7
1.3 Τεχνικές παραγωγής λεπτότοιχων διατομών	8
1.4 Εφαρμογές.....	11
1.5 Πλεονεκτήματα	14
Κεφάλαιο 2: Προβλήματα στη διαστασιολόγηση διατομών ψυχρής έλασης	15
2.1 Ευστάθεια μελών ψυχρής έλασης	15
2.2 Θεωρητική τεκμηρίωση τοπικού λυγισμού.....	18
2.3 Διάβρωση	22
2.3.1 Το φαινόμενο της διάβρωσης.....	22
2.3.2 Συνθήκες που ευνοούν τη διάβρωση.....	22
2.3.3 Μέθοδοι προστασίας	22
Κεφάλαιο 3: Διατάξεις EC3	24
3.1 Τεχνικές προδιαγραφές υλικών	24
3.2 Επιρροή των καμπυλών προσαρμογής.....	25
3.3 Γεωμετρικές συνθήκες για τον υπολογισμό λεπτότοιχων διατομών	27
3.4 Προσομοίωση για στατική ανάλυση	28
3.5 Τοπικός λυγισμός επιπέδων στοιχείων χωρίς ενισχύσεις	28
3.5.1 Ενεργά πλάτη στοιχείων χωρίς ενισχύσεις.....	29
3.5.2 Γενική προσέγγιση επιπέδων στοιχείων με ακραίες ενισχύσεις - Εύρεση σταθεράς ελατηρίου	31
3.5.3 Βήματα υπολογισμού διατομής με ακραίες ενισχύσεις	32
3.5.4 Μεσαίες Ενισχύσεις με απλουστευμένη μέθοδο	35
Κεφάλαιο 4: Επίλυση μοντέλου	36
4.1 Επίλυση διατομής u χωρίς ενισχύσεις για $t=2\text{mm}$	36
4.2 Επίλυση Διατομής u με απλή ακραία ενίσχυση για $t=2\text{mm}$	39
4.3 Επίλυση Διατομής u με διπλή ακραία ενίσχυση για $t=2\text{mm}$	44
4.4 Επίλυση διατομής π χωρίς ενισχύσεις για $t=2\text{mm}$	49
4.5 Επίλυση διατομής π με απλές ακραίες ενισχύσεις για $t=2\text{mm}$	51
4.6 Επίλυση διατομής π με διπλή ακραία ενίσχυση για $t=2\text{mm}$	53
4.7 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων.....	56

Κεφάλαιο 5: Επίλυση με τη βοήθεια πεπερασμένων στοιχείων	57
5.1 Περιγραφή μοντέλου που εισάγαμε στο πρόγραμμα πεπερασμένων ...	57
5.2 Εισαγωγή Γεωμετρίας Φορέα	57
5.3 Προσδιορισμός Ιδιοτήτων Υλικού	60
5.4 Καθορισμός τύπου στοιχείων.....	63
5.5 Δημιουργία Δικτύου (mesh generation).....	64
5.6 Επιβολή συνοριακών στοιχείων	65
5.7 Επιλογή φορτίου.....	65
5.8 Ανάλυση Προσομοιώματος.....	67
5.8.1 Ανάλυση Λυγισμού	67
5.8.2 Μη Γραμμική Ανάλυση.....	68
5.9 Ανάλυση Προσομοιώματος.....	70
5.10 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων	71
Κεφάλαιο 6: Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	74
6.1 Ανάλυση διατομών τύπου U	74
6.1.1 Χωρίς ενίσχυση	74
6.1.2 Με απλή ακραία ενίσχυση.....	77
6.1.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων μη γραμμικής ανάλυσης και EC3	79
6.1.4 Με διπλή ακραία ενίσχυση.....	80
6.1.5 Συμπεριφορά διατομής u χωρίς και με ενισχύσεις.....	82
6.2 Ανάλυση διατομών τύπου π	83
6.2.1 Διατομή τύπου π χωρίς ενισχύσεις.....	83
6.2.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων των τριών μεθόδων για διατομή χωρίς ενισχύσεις.....	84
6.2.3 Διατομή τύπου π με απλή ακραία ενίσχυση.....	85
6.2.4 Σύγκριση με EC3.....	87
6.2.5 Διατομή τύπου Π με διπλή ακραία ενίσχυση	88
6.2.6 Σύγκριση με EC3.....	90
6.2.7 Συμπεριφορά διατομής π χωρίς και με ενισχύσεις.....	90
6.3 Σύγκριση διατομών u και π	91
6.4 Γενικά Συμπεράσματα.....	92
Βιβλιογραφία.....	94

Κάμψη Λεπτότοιχης Διατομής U με ή χωρίς Ενισχύσεις
Μπάκας Α. Ι. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία διερευνά την κάμψη λεπτότοιχων διατομών u με απλή και διπλή ακραία ενίσχυση υπό ομοιόμορφη φόρτιση. Σκοπός μας είναι να διερευνήσουμε τα φορτία διαρροής και αστοχίας, τους τοπικούς λυγισμούς που εμφανίζονται, η εξοικείωση με προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων και η σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με χρήση H/Y και του EC3.

Οι διατομές ψυχρής έλασης γνώρισαν ευρείας απήχησης στον κατασκευαστικό κλάδο ως φέροντα δομικά στοιχεία την τελευταία 20ετία σε σχέση με τις διατομές θερμής έλασης. Αυτό έχει να κάνει με τη συνεχόμενη αύξηση της αντοχής των διατομών και την ποιοτική εξέλιξη της παραγωγικής διαδικασίας που μας επιτρέπει να τις εμπιστευτούμε για τη λήψη μεγαλύτερων φορτίων. Οι διατομές ψυχρής έλασης διακρίνονται στον τομέα της αεροναυπηγικής, της βιομηχανίας, στον τομέα των ανανεώσιμων πηγών ενέργειας (φωτοβολταϊκά πάρκα), στον κλάδο Εφοδιαστικής Αλυσίδας (Logistic), σε σύγχρονες γεωργικές μονάδες με θερμοκήπια, ως φέροντα δομικά στοιχεία δευτερεύουσας σημασίας (τεγίδες, μηκίδες, χαλυβδόφυλλα, στέγες, πέργολες). Διακρίνονται ωστόσο σε μια σειρά χαρακτηριστικών λεπτομερειών από τις κλασικές διατομές θερμής έλασης που έχουν να κάνουν με τον τρόπο σύνδεσης, την αυξημένη ευαισθησία σε τοπικό και στρεπτικό λυγισμό, την ανάγκη για επιπρόσθετη αντιδιαβρωτική προστασία.

Για την ανάλυση 18 διατομών u και π χρησιμοποιούμε το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Femap with Nx Nastran v11.0.1 με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Αρχικά, θα επιλύσουμε τις δοκούς σύμφωνα με τις διατάξεις του EC3 χρησιμοποιώντας την απλουστευμένη μέθοδο. Στη συνέχεια, με τη βοήθεια του H/Y θα προβούμε σε Ανάλυση Λυγισμού (Buckling Analysis) και θα εντοπίσουμε τα φορτία που προκαλούν τις διάφορες μορφές τοπικού λυγισμού. Μετά θα προχωρήσουμε σε Μη Γραμμική Ανάλυση (Non Linear Static Analysis). Στο τέλος θα γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων με τη βοήθεια γραφημάτων και εξαγωγή συμπερασμάτων.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2015/24

Bending of thin-walled U sections either with or without edge stiffeners

Mpakas A. I. (supervised by Rautogiannis I.)

Abstract

The progress of structural engineering in the twentieth century unquestionably tends toward the use of increasingly lighter elements, among which metallic thin-walled cold-formed members play an important role. Improved manufacturing technology, along with increased material strength as well as the availability of Codes of Practice for design represents some of the most important factors in the development of such structural typology.

The present graduate thesis examines the stability of members, constructed by thin-walled cross sections, bending under equally distributed axial force. The cross section types that have been used are 18 u-shaped both with and without edge stiffeners.

In the first part of this study there is a general presentation of cold-formed steel elements, describing their features, the cold-forming techniques, the usual instabilities and applications in the construction industry. In the second part according to Eurocode 3 provisions, we can identify the effective width of each compression element. In this way, I calculate the bending resistance.

The following step is run models through both Eigenvalue buckling and nonlinear static analyses with the use of the finite element program, Femap with Nx Nastran v11.0.1. A nonlinear analysis provides the buckling stress at the point of collapse. The utility of the geometrically nonlinear approach is that one can gain insight into the structure prior to its buckled condition.

Finally the results of the above methods are presented along with comparisons and final conclusions.

Ευχαριστίες

Ευγνωμονώ τους γονείς μου για τη στήριξη που μου έδειξαν σ' αυτή την πολύχρονη προσπάθεια, την υπομονή και την κατανόησή τους. Ευχαριστώ τον αν. Καθηγητή Ιωάννη Ραυτογιάννη για την καθοδήγηση και τη συμβολή του στην ολοκλήρωση της Διπλωματικής μου. Επιπλέον να ευχαριστήσω τον αδερφό μου, τους φίλους και συμφοιτητές που με συνόδευσαν στο όμορφο ταξίδι των φοιτητικών μου χρόνων.

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή στις διατομές ψυχρής έλασης

Υπάρχουν δύο κύριες οικογένειες μελών από δομικό χάλυβα. Η πρώτη είναι οι διατομές θερμής έλασης. Η άλλη κατηγορία, όχι και τόσο οικία είναι η διαμόρφωση διατομών ψυχρής έλασης από φύλλα, λωρίδες, πλάκες χάλυβα σε μηχανές κάμψης, πρέσες και μέσω της ψυχρής έλασης. Το πάχος των διατομών κυμαίνεται από 0,5mm έως 5mm. Παρόλο που οι διατομές ψυχρής έλασης χρησιμοποιούνται στα πλαίσια των αυτοκινήτων, στο σιδηροδρομικό δίκτυο, σε διάφορους τύπους μηχανολογικού εξοπλισμού, σε ράφια αποθήκευσης και στο οδικό δίκτυο, εδώ θα επικεντρωθούμε στη χρήση τους στον κατασκευαστικό τομέα ως φέρον δομικό στοιχείο.

1.1 Ιστορικό

Η χρήση των διατομών αυτών στο κατασκευαστικό τομέα ξεκίνησε το 1850 στην Αμερική και στην Αγγλία. Το 1925 για πρώτη φορά γίνεται αναφορά για χρήση του σε νοσοκομείο της Βιρτζίνια των ΗΠΑ. Σε κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία τα πατώματα εδράζονταν σε πλαίσια από μεταλλικές διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Ήδη από 1930 έχουν οριστεί οι σχεδιαστικές προδιαγραφές των διατομών θερμής έλασης. Η ανάπτυξη του υλικού συνδέθηκε με την ευρεία χρήση του από την αυτοκινητοβιομηχανία. Το 1940 η “Lustron Homes” κατασκεύασε και πούλησε 2500 προκατασκευασμένες κατοικίες με μεταλλικά πλαίσια για να ικανοποιήσει την ανάγκη άμεσης στέγασης των στρατιωτών που θα επέστρεφαν από τον Δεύτερο Παγκόσμιο Πόλεμο. Από το 1946 η χρήση και η έρευνα στις λεπτότοιχες διατομές στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής φαίνεται από τη έκδοση του «Λεπτομέρειες για το σχεδιασμό Κατασκευών από μέλη ψυχρής έλασης» του Αμερικάνικου Ινστιτούτου Χάλυβα και Σιδήρου (AISI). Η έκδοση αυτή στηρίχτηκε στη συνεχόμενη χρηματοδότηση της έρευνας από το Πανεπιστήμιο του Cornell κάτω από οδηγίες του George Winter ήδη από το 1939.

Εν συνεχεία η βελτίωση των τεχνικών προδιαγραφών στην παραγωγή και την αντιδιαβρωτική προστασία οδήγησαν στη χρήση τους σε όλο και περισσότερες πρακτικές εφαρμογές. Η χρησιμοποίηση σύνθετων και λεπτότερων διατομών σε σχέση με τη θερμή έλαση, είχε σαν αποτέλεσμα οι διατομές αυτές να περισσότερο επιρρεπής στην εμφάνιση τοπικού και στρεπτικού λυγισμού. Η βελτίωση των υπολογιστικών μεθόδων συνέβαλε με τη σειρά της στην μελέτη της συμπεριφοράς του υλικού. Παράλληλα οι κλασσικές μέθοδοι σύνδεσης κρίθηκαν ανεπαρκείς και εξελίχθηκαν νέες μέθοδοι και υλικά σύνδεσης των λεπτότοιχων διατομών.

Η βελτίωση της παραγωγικής διαδικασίας, η αύξηση των αντοχών και η έκδοση Πρακτικών Οδηγιών ήταν σημαντικοί λόγοι διάδοσής τους στον κατασκευαστικό κλάδο.

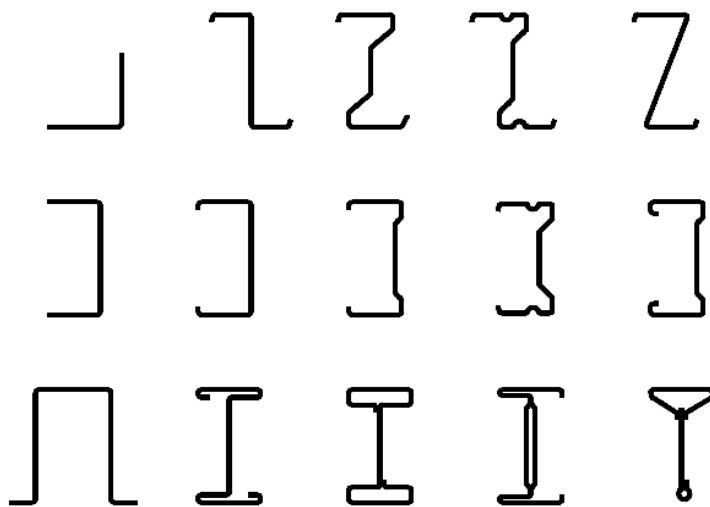
1.2 Χρησιμοποιούμενες διατομές

Οι διατομές ψυχρής έλασης μπορούν να διακριθούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες. Υπάρχουν:

- Μεμονωμένα μέλη C,Z,U με ενδιάμεσες και ακραίες ενισχύσεις, κοίλες τετραγωνικές και κυκλικές διατομές.
- Χαλαβδόφυλλα

Η εξέλιξη της βιομηχανίας μας δίνει την δυνατότητα να φτιάξουμε οποιαδήποτε σχήμα διατομής θέλουμε. Έτσι μπορούμε να έχουμε ακόμα και 3000 διαφορετικές διατομές. Τα μήκη κυμαίνονται από 0,4-18m. Συνδυάζοντας την κατάλληλη διατομή με την επιθυμητή αντοχή επιτυγχάνουμε μεγάλη βελτιστοποίηση του σχεδιασμού. Η διάτρηση και το γαλβάνισμα γίνεται ήδη από το εργοστάσιο παρέχοντάς μας μεγάλη ευελιξία.

Η εξέλιξη της παραγωγής των χαλυβδόφυλλων πέρασε από 3 στάδια. Αρχικά τα χαλυβδόφυλλα είχαν τραπεζοειδή διατομή χωρίς ενισχύσεις με τη δυνατότητα να καλύψουν μέχρι 3m άνοιγμα. Στη συνέχεια προστέθηκαν διαμήκεις ενισχύσεις και μπορούσαν να καλυφθούν ανοίγματα μεταξύ τεγίδων έως 6-7m. Στην τελευταία γενιά οι διατομές έχουν οριζόντιες και διαμήκεις ενισχύσεις και καλύπτουν ανοίγματα της τάξης των 12m. (Σχήμα 1.4)



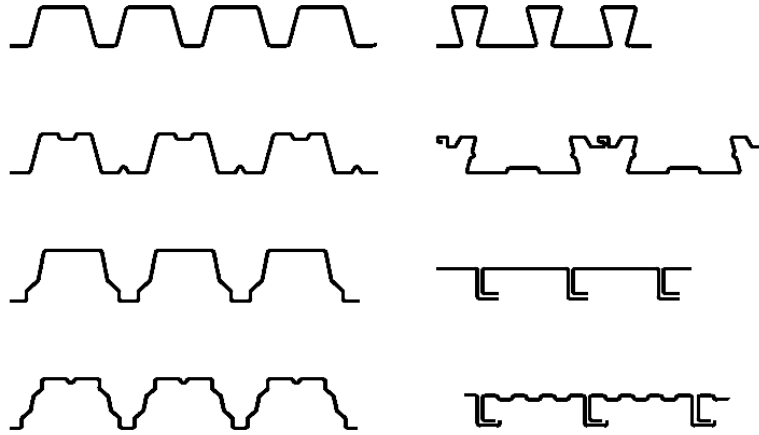
Σχήμα 1.1 Απλές ανοιχτές διατομές



Σχήμα 1.2 Ανοιχτές σύνθετες διατομές



Σχήμα 1.3 Κλειστές σύνθετες διατομές



Σχήμα 1.4 Αυλακωτά Χαλυβδόφυλλα

1.3 Τεχνικές παραγωγής λεπτότοιχων διατομών

Οι διατομές ψυχρής έλασης ή μόρφωσης διαμορφώνονται μέσα από τις διαδικασίες της αναδίπλωσης, της συμπίεσης και της ψυχρής έλασης. Με τη διαδικασία της αναδίπλωσης παράγονται στοιχεία μικρού μήκους και απλής γεωμετρίας. (Σχήμα 1.5)

Η συμπίεση έχει ευρύτερη εφαρμογή επιτρέποντας την παραγωγή μεγαλύτερης ποικιλίας διατομών. Εδώ η μόρφωση γίνεται με τη συμπίεση ενός φύλλου συγκεκριμένων διαστάσεων σε στραντζόπρες. Τα μήκη των στοιχείων περιορίζονται συνήθως στα 5m. (Σχήμα 1.6)

Η διαδικασία της ψυχρής έλασης μέσα από ράουλα και αυλακωτά καλούπια είναι η πιο συνήθης εργοστασιακή πρακτική. Στην περίπτωση αυτή ένα συνεχές χαλύβδινο φύλλο, προερχόμενο από ένα ρολό (coil), περνάει διαμέσου μίας σειράς ελαστρών και παίρνει σταδιακά την τελική μορφή μέσω πλαστικής παραμόρφωσης. (Σχήμα 1.7) Κάθε ζεύγος ελαστρών ονομάζεται βαθμίδα και προκαλεί μία συγκεκριμένη σταθερή παραμόρφωση. Όσο πιο σύνθετη είναι η μορφή της τελικής διατομής, τόσο περισσότερες βαθμίδες απαιτούνται. (Σχήμα 1.8) Σε κλειστές διατομές ψυχρής έλασης, τα έλαστρα σχηματίζουν κατ' αρχήν μία κυκλική διατομή και τα απέναντι άκρα των ελασμάτων συγκολλούνται, προ της τελικής έλασης, σε τετραγωνική ή κυκλική διατομή. Η μέθοδος της ψυχρής έλασης προσφέρεται για μαζική παραγωγή λεπτότοιχων διατομών.



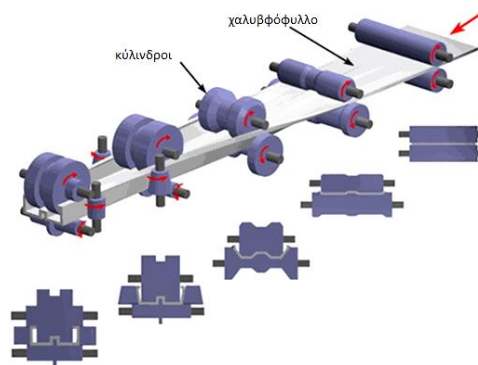
Σχήμα 1.5 Μορφοποίηση μέσω συμπίεσης



Σχήμα 1.6 Στρατζόπρεσσα



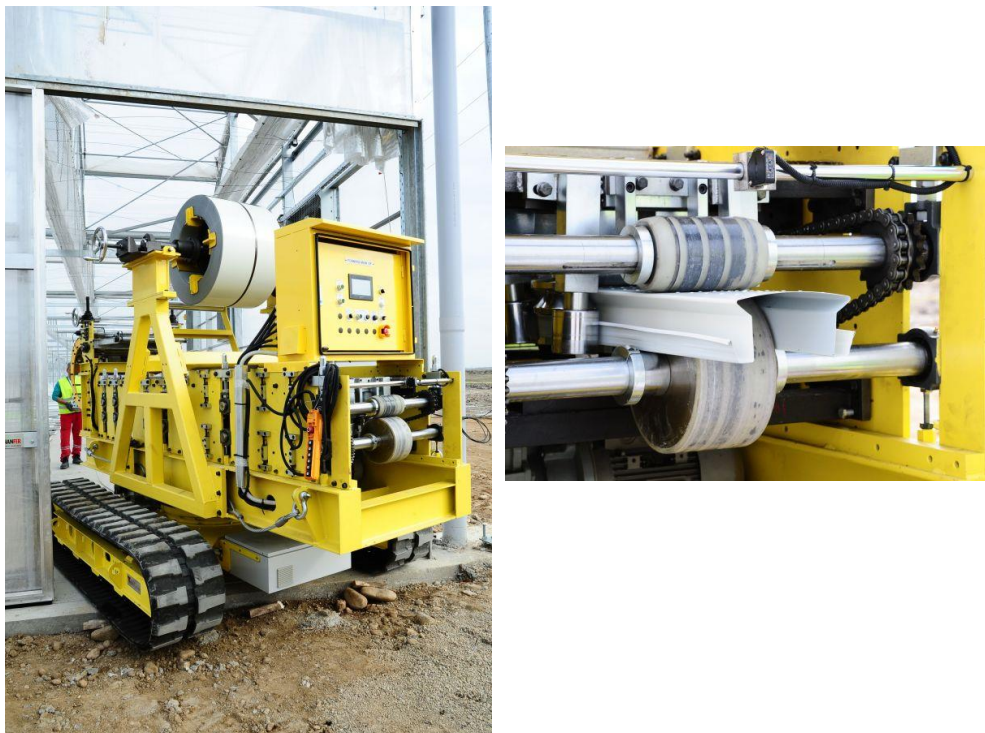
Σχήμα 1.7 Σταδιακή διαμόρφωση διατομής



Σχήμα 1.8 Παραγωγή με ψυχρά έλαση



Σχήμα 1.9 Μηχανή ψυχρής έλασης



Σχήμα 1.10 Κινητό Μηχάνημα Ψυχρής έλασης κατασκευής καναλιών για υδροπονική καλλιέργεια

1.4 Εφαρμογές

Η πιο διαδεδομένη χρήση τους είναι σε οροφές, πατώματα, στέγες και διαχωριστικά πάνελ. Η χρήση τους ως τεγίδες και μηκίδες για τη στήριξη των επικαλύψεων είναι ιδιαίτερος διαδεδομένη. Ακόμη χρησιμοποιούνται για την κατασκευή διαχωριστικών πάνελ, όπου προσδίδουν μεγάλη ευελιξία στην διαρρύθμιση χώρων και ταχύτητα στην τοποθέτηση τους, σε κτήρια που στεγάζουν γραφεία.

Η συνεργασία χαλυβδόφυλλων και σκυροδέματος οδηγεί στις σύμμικτες πλάκες. Η λύση αυτή αποτελεί την κλασική αμερικάνικη fast-track μέθοδο, λόγω της ταχύτητας εκτέλεσης. Τα μεταλλικά φύλλα επιτρέπουν την εύκολη ανάρτηση μέσω ειδικών αναρτήρων των αναγκαίων αγωγών κλιματισμού, ψευδοροφών και γενικότερα του μηχανολογικού εξοπλισμού. Η ταχύτητα ανέγερσης είναι μεγάλη, καθώς η προετοιμασία των στοιχείων γίνεται στο εργοστάσιο, και το μόνο που απομένει είναι η διάστρωση του σκυροδέματος.

Ακόμη με την εξέλιξη στην παραγωγή των χαλυβδόφυλλων, αναπτύχθηκαν ιδιαίτερος οι κελυφωτές κατασκευές. Το κέλυφος χάρις τη διατμητική του λειτουργία δύναται να καλύψει μεγάλα ανοίγματα χωρίς τη χρήση υποστυλωμάτων και δοκών. (Σχήμα 1.14) Στην ίδια κατηγορία εντάσσονται και τα βιομηχανικά σιλό.

Άλλη διαδεδομένη εφαρμογή των διατομών αυτών είναι η χρήση τους σε συστήματα logistic και ράφια αποθήκευσης. Εδώ το ανταγωνιστικό πλεονέκτημα είναι η δυνατότητα λεπτομερούς διάνοιξης οπών μέσω λείζερ, η ευελιξία στη διαμόρφωση της διατομής και η δυνατότητα προ-συναρμολόγησης.

Στις σύγχρονες βιομηχανικές μονάδες η χρήσεις του υλικού έχουν χιλιάδες εφαρμογές από κανάλια μεταφοράς καλωδίων, πατάρια, ανυψωτικούς μηχανισμούς. Ομοίως και στα έργα υποδομής η χρήση τους απαντάται σε διάφορα μέρη των κατασκευών. Για παράδειγμα οι μπάρες απόσβεσης στους αυτοκινητόδρομους.

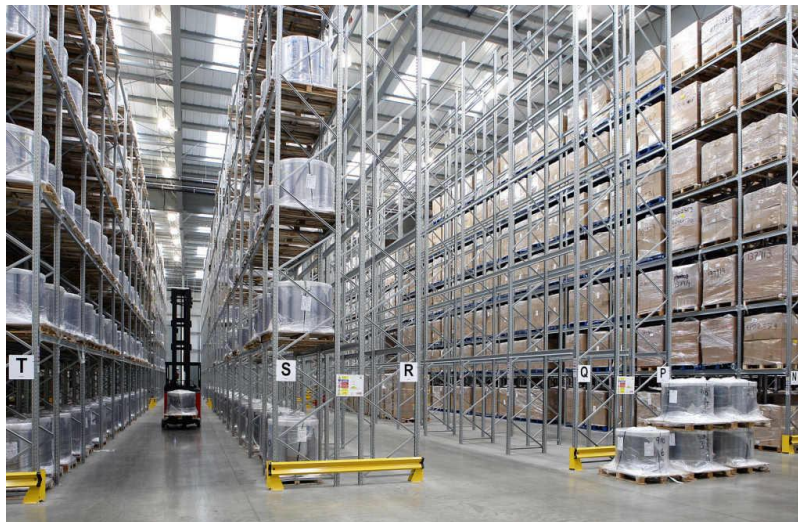
Η χρήση τους στον κύριο φορέα, κυρίως σε ελαφρές κατασκευές, κτήρια αποθήκευσης και προκατασκευασμένες κατοικίες. Στην περίπτωση των διατομών ψυχρής έλασης η πλαισιακή λειτουργία είναι αυτή που κυριαρχεί καθώς η δοκός μιας διατομής θερμής έλασης εδώ θα αντικατασταθεί με χωρικά πλαίσια. Ομοίως συστήματα δικτυωμάτων χρησιμοποιούνται σε στέγες, πατώματα.

Στο εξωτερικό είναι πιο διαδεδομένος τρόπος δόμησης σε σχέση με την Ελλάδα. Με τον όρο Steel Framed Houses εννοούν προκατασκευασμένα πλαίσια από μέλη ψυχρής έλασης έτοιμα ήδη από τη βιομηχανική μονάδα. Καθώς στο εξωτερικό οι προκατασκευές είναι πιο διαδεδομένες. Αυτό που μάλιστα διαφημίζεται είναι η ταχύτητα κατασκευής που μπορεί να ανέρχεται ακόμα και σε λίγες μέρες για μια τυπική κατοικία. Μάλιστα προτείνεται ιδιαίτερα έναντι των ξύλινων προκάτ και κλασικών μεταλλικών κατασκευών.

Η χρήση των διατομών αυτών ενδείκνυται για χρήση τους σε ανωδομές υφιστάμενων κατασκευών ώστε να καλύπτονται οι απαιτήσεις του αντισεισμικού κανονισμού (Σχήμα 1.15).



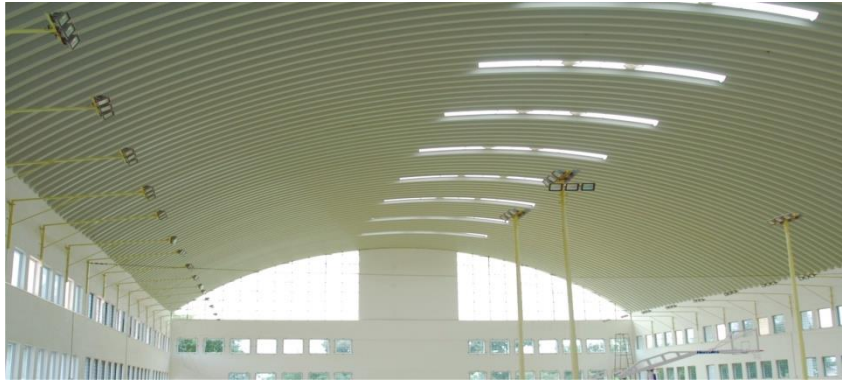
Σχήμα 1.11 Συγκρότημα κτηρίων με τη χρήση πλαισιωτών διατομών



Σχήμα 1.12 Logistics



Σχήμα 1.13 Κατοικία με λεπτότοιχες διατομές



Σχήμα 1.14 Αυτοφερόμενο κυλινδρικό κέλυφος από χαλύβδινο φύλλο



Σχήμα 1.15 Ανωδομή με χρήση στοιχείων ελαφράς δόμησης



Σχήμα 1.16 Επικάλυψη μεταλλικών στοιχείων με μονωτικό υλικό σε οικία

1.5 Πλεονεκτήματα

Όπως έχει αναφερθεί ήδη η χρήση κάθε υλικού έρχεται να ικανοποιήσει ανάγκες και να δώσει απαντήσεις στα διάφορα κατασκευαστικά προβλήματα που αντιμετωπίζει ο μηχανικός. Σε κάθε απόφαση υπεισέρχεται το τεχνοοικονομικό κομμάτι. Έτσι λοιπόν η ανάγκη για εξοικονόμηση χρημάτων, ελαφρύτερες κατασκευές και βελτιστοποίηση του σχεδιασμού οδήγησε στην ευρεία χρήση και εξέλιξη των διατομών ψυχρής έλασης. Σε αυτό το πλαίσιο τα συγκριτικά πλεονεκτήματα έναντι άλλων υλικών είναι αρκετά.

Αρχικά οι λεπτότοιχες διατομές παρέχουν εν γένει οικονομικότερο σχεδιασμό σε σχέση με τις διατομές θερμής έλασης εξαιτίας του μικρότερου βάρους. Αυτό όμως ισχύσει περισσότερο σε ελαφριές κατασκευές όπου δεν έχουμε ανάληψη μεγάλων κατακόρυφων και σεισμικών φορτίων.

Το μικρό βάρος δίνει τη δυνατότητα για μεγαλύτερη παραγωγικότητα στο εργοτάξιο καθώς περιορίζεται η χρήση ανυψωτικών μηχανημάτων και τα συνεργεία μπορούν να εργαστούν γρηγορότερα.

Η δυνατότητα εργασιών προσυναρμολόγησης από το εργοστάσιο προσφέρουν μεγάλη ευελιξία στην κατασκευή. Τέτοιες εργασίες έχουν να κάνουν με τη διάνοιξη οπών, μόνωσης δικτυωμάτων, ανάρτησης μηχανολογικού και ηλεκτρολογικού εξοπλισμού. Ομοίως μπορεί να πραγματοποιηθεί η τοποθέτηση επικαλύψεων από γυψοσανίδες, μόνωσης και κουφωμάτων ήδη από το εργοστάσιο, όπως συμβαίνει στα διαχωριστικά πάνελ.

Σε συνδυασμό με την εύκολη μεταφορά τους στο χώρο της κατασκευής, μειώνει σημαντικά τόσο το χρόνο ανέγερσης όσο και τη μείωση των κατασκευαστικών λαθών. Ομοίως οι διατομές έχουν τη δυνατότητα γαλβανίσματος, την τοποθέτηση επιστρώσεων και καθοδικής προστασίας από το εργοστάσιο, γεγονός που μας απαλλάσσει από τέτοιου είδους εργασίες στο εργοτάξιο. Τα παραπάνω έρχονται να εξοικονομήσουν χρήματα από την κατασκευή.

Σε σχέση με τις διατομές θερμής έλασης, οι διατομές ψυχρής έλασης έχουν αντικαταστήσει τις UNP διατομές θερμής έλασης αφού επιτυγχάνουν την ίδια αντοχή με μείωση ως και 30% του βάρους. Ακόμη σαν υλικό έχει μεγάλη φιλικότητα στο περιβάλλον, αφού ο χάλυβας ανακυκλώνεται πλήρως.

Όπως αναφέρθηκε και στις εφαρμογές η ελαφρά μεταλλική κατασκευή είναι πολλές φορές η μόνη λύση, για την κατασκευή πάνω-σηκωμάτων σε υφιστάμενες κατασκευές. (Σχήμα 1.15) Η χρήση των διατομών αυτών φυσικά δε μας περιορίζει, καθώς μπορεί να συνδυαστεί και με άλλα υλικά όπως το σκυρόδεμα, το ξύλο, μεταλλικές διατομές θερμής έλασης και με φέρουσα τοιχοποιία. Η χρήση κάθε υλικού έρχεται να δώσει λύσεις και να μας επιβάλει περιορισμούς.

Κεφάλαιο 2

Προβλήματα στη διαστασιολόγηση διατομών ψυχρής έλασης

Η χρήση διατομών ψυχρής έλασης οδηγεί σε ειδικά προβλήματα σχεδιασμού σε σχέση με τις διατομές θερμής έλασης, εξαιτίας της διαδικασίας παραγωγής τους. Ακόμη τα λεπτότοιχα ελάσματα έχουν μεγάλο πλάτος σε σχέση με το πάχος τους γεγονός που τα καθιστά εύκαμπτα.

2.1 Ευστάθεια μελών ψυχρής έλασης

Η συμπεριφορά των χαλύβδινων διατομών επηρεάζεται από τις τέσσερις αστάθειες:

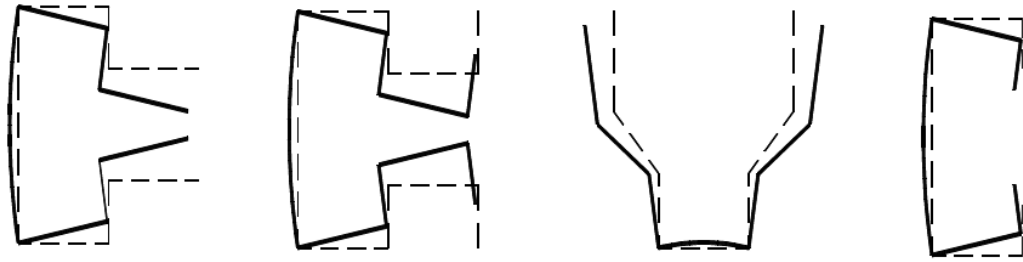
1. τον τοπικό λυγισμό,
2. τον καθολικό λυγισμό,
3. το λυγισμό με στρέβλωση της διατομής,
4. το διατμητικό λυγισμό

Επιπλέον, είναι πιθανή και η αλληλεπίδραση των παραπάνω ασταθειών. Ομοίως λάθη στο σχεδιασμό, για παράδειγμα έκκεντρη φόρτιση και κατασκευαστικά λάθη λόγω της ψυχρής διαμόρφωσης εντείνουν τα φαινόμενα αυτά. (Σχήμα 2.1 & Σχήμα 2.2)

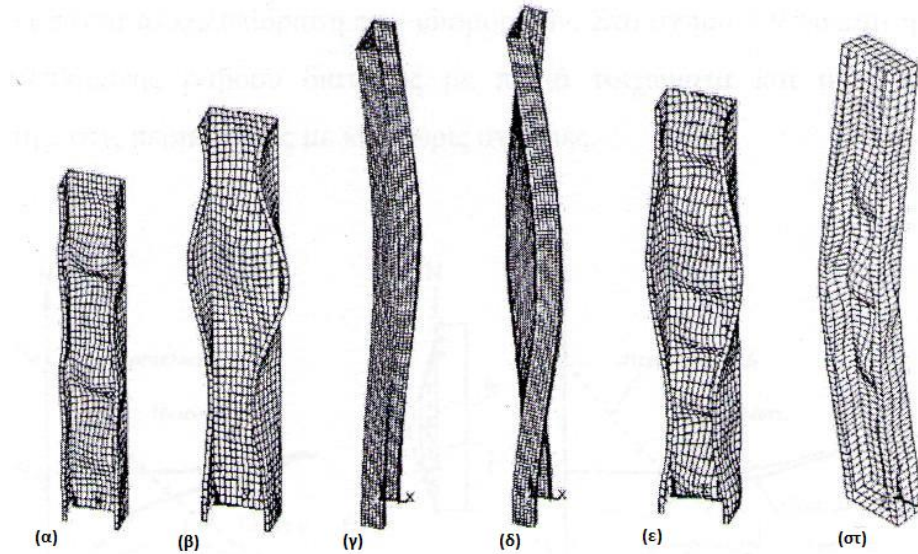
Οι διατομές ψυχρής διαμόρφωσης είναι πολύ ευαίσθητες έναντι τοπικού λυγισμού (κύρτωσης), ο οποίος χαρακτηρίζεται από σχετικά μικρό μήκος κύματος της σχετικής ιδιοτιμής λυγισμού. Αντίθετα το μήκος κύματος στον καθολικό λυγισμό στον οποίο περιλαμβάνεται τόσο ο καμπτικός όσο και ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, είναι μεγάλο. Στον καθολικό λυγισμό οι διατομές παραμένουν απαραμόρφωτες ως άκαμπτα διαφράγματα. Στον τοπικό λυγισμό με στρέβλωση της διατομής η αστάθεια προκαλείται λόγω σχετικής μετατόπισης των ακμών της διατομής. Το μήκος λυγισμού είναι ενδιάμεσο μεταξύ του τοπικού και του καθολικού λυγισμού. (Σχήμα 2.3)

Η αστοχία λόγω ελαστικού λυγισμού δεν οφείλεται σε υπέρβαση τάσεως αλλά σε αστάθεια ισορροπίας και ακολούθως υπερβολική παραμόρφωση, η οποία λαμβάνει χώρα αμέσως μετά το λυγισμό. Συνεπώς η αποτροπή του λυγισμού ή και η αύξηση της φέρουσας ικανότητας δεν επιτυγχάνεται με αύξηση της αντοχής αλλά με αύξηση της ακαμψίας, η οποία συμβάλλει στη μείωση των βελών κάμψης. Αυτό το σκοπό έχει και η τοποθέτηση ακραίων και ενδιάμεσων ενισχύσεων στις διατομές αυτές.

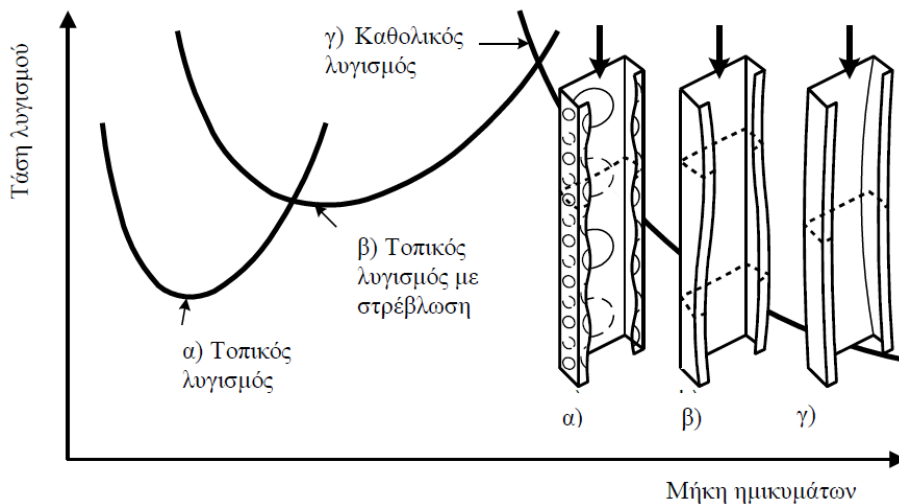
Κάθε εμφανιζόμενη αστάθεια οδηγεί σε μείωση της αντοχής. Γίνεται έτσι αντιληπτό ότι οι διάφορες αστάθειες αλληλοεπηρεάζονται. Μέσω της αλληλεπίδρασης, η οποία εξαρτάται εν μέρει από τις σχέσεις των μηκών κυμάτων των διάφορων μορφών λυγισμού, μπορούμε να έχουμε σημαντική μείωση της φέρουσας ικανότητας.



Σχήμα 2.1 Παραδείγματα μορφών λυγισμού με στρέβλωση διατομής



Σχήμα 2.2 Μορφές λυγισμού διατομής u με ακραίες ενισχύσεις υπό αξονική θλίψη: α) Τοπικός λυγισμός, β) λυγισμός με στρέβλωση διατομής, γ) καμπτικός λυγισμός περί τον ασθενή άξονα, δ) στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, ε) σύνθετη μορφή λυγισμού



Σχήμα 2.3 Μήκος κύματος σε σχέση με την ελαστική κρίσιμη τάση λυγισμού

Για να υπολογίσουμε το κρίσιμο φορτίο λυγισμού ενός ιδεατού στύλου (Σχήμα 2.4) αρκεί να γνωρίζουμε το μήκος τη δευτερεύουσα ροπή αδράνειας και το ελαστικό μητρώο του στύλου όπως φαίνεται στην εξίσωση. Ο συντελεστής k χρησιμοποιείται ώστε να οριστούν οι συνοριακές συνθήκες του προβλήματος. Καθώς το φορτίο λυγισμού εξαρτάται από το είδος στήριξης του στύλου, για παράδειγμα αν θα είναι άρθρωση, κύλιση ή πάκτωση.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kl)^2} \quad (2.1)$$

Το ολικό μητρώο ακαμψίας είναι συνδυασμός του γραμμικού μητρώου ακαμψίας $[K_a]$ και του διαφορικού μητρώου ακαμψίας $[K_d]$

$$[K] = [K_a] + [K_d]$$

Η ενεργειακή εξίσωση που οδηγεί σε σημείο ισορροπίας είναι:

$$[U] = 0,5 \{u\}^T [K_a] \{u\} + 0,5 \{u\}^T [K_d] \{u\}$$

Η παραπάνω εξίσωση είναι διαφορίσιμη και ορίζοντας το 0 ως σημείο στατικής ισορροπίας έχουμε:

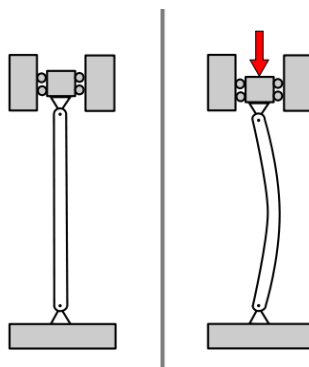
$$\frac{\partial [U]}{\partial u_i} = [K_a] \{u\} + [K_d] \{u\} = \{0\}$$

$$[[K_a] + P_a [\bar{K}_d]] \{u\} = \{0\}$$

$$[[K_a] + \lambda_i [\bar{K}_d]] \{u\} = |0|$$

Η εύρεση του κρίσιμου φορτίου λυγισμού ορίζεται ως πρόβλημα ιδιοτιμών (eigenvalues) Αντίστοιχα οι λύσεις των διαφορικών εξισώσεων καλούνται ιδιοσυναρτήσεις ή κανονικές μορφές λυγισμού. Χαρακτηριστικό αυτών πως καθορίζεται μόνο το σχήμα της ελαστικής γραμμής πολλαπλασιασμένη από μία μη μηδενική αυθαίρετη σταθερά.

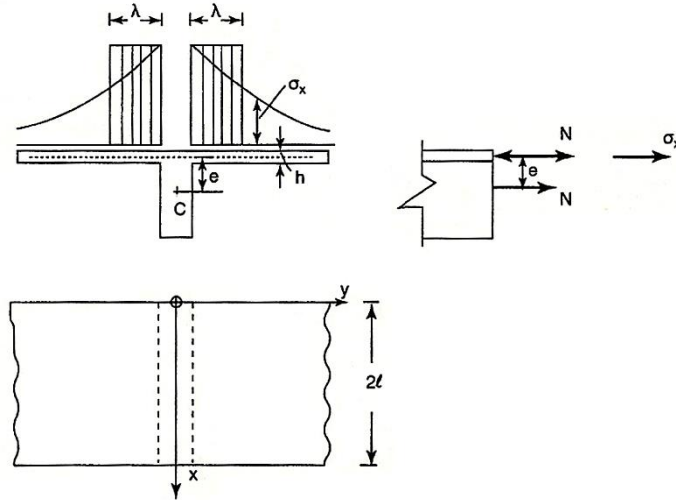
Έτσι είναι δυνατός ο προσδιορισμός των ιδιοτιμών χωρίς να μπορούμε να υπολογίσουμε τα μεγέθη των βελών κάμψης $w(x)$. Η μικρότερη ιδιοτιμή αντιστοιχεί στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού και η αντίστοιχη ιδιοσυνάρτηση στην πρώτη κανονική μορφή λυγισμού.



Σχήμα 2.4 Λυγισμός Ιδεατού Στύλου

2.2 Θεωρητική τεκμηρίωση τοπικού λυγισμού

Το φαινόμενο αυτό έχει εξετασθεί τόσο για τη λυγισμική όσο και για τη μεταλυγισμική συμπεριφορά των κατασκευών και για μεγάλη ποικιλία φορτίσεων. Για τη θεωρητική τεκμηρίωση του φαινομένου θα εξετάσουμε μία απειρομήκη συνεχή πλάκα με εδράσεις σε ίσες αποστάσεις όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5. Όλα τα ανοίγματα φορτίζονται με τον ίδιο τρόπο από ίσα φορτία, συμμετρικά ως προς τον Οx. Το πλάτος της πλάκας θεωρείται απείρως μεγάλο, ενώ το πάχος της h πολύ μικρό σε σχέση με αυτό της δοκού στηρίξεως.



Σχήμα 2.5 Απειρομήκης συνεχής πλάκα

Η τασική συνάρτηση που ικανοποιεί τις συνοριακές συνθήκες και την εξίσωση της πλάκας, τελικώς είναι η εξής:

$$\Phi = \sum_{n=1}^{\infty} \left[A_n \cdot e^{\frac{n\pi y}{l}} + B_n \cdot \left(1 + \frac{n\pi y}{l} \right) \cdot e^{\frac{n\pi y}{l}} \right] \cdot \cos \frac{n\pi y}{l} \quad (2.2)$$

Οι σταθερές A_n και B_n προσδιορίζονται από τη συνθήκη που ορίζει ότι η πραγματική διανομή της εντάσεως θα είναι αυτή που ελαχιστοποιεί τη συνολικά παραγόμενη ενέργεια παραμορφώσεως. Οι αναπτυσσόμενες τάσεις είναι:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \cdot \partial y} \quad (2.3)$$

Η ενέργεια παραμορφώσεως της πλάκας δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\varepsilon_1 = 2 \frac{h}{2E} \int_0^{\infty} \int_0^{2l} \left[\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - 2 \cdot \nu \cdot \sigma_x \sigma_y + 2(1+\nu) \tau_{xy}^2 \right] dx dy \quad (2.4)$$

Λόγω των (2.2) και (2.3)

$$\varepsilon_1 = 2 \cdot h \sum_{n=1}^{\infty} \frac{n^3 \pi^3}{l^2} \left(\frac{B_n^2}{E} + \frac{A_n B_n}{2G} + \frac{A_n^2}{2G} \right)$$

Η συνολική ροπή κάμψεως που καλείται να παραλάβει η ενιαία διατομή της πλάκας και της δοκού μπορεί να παρασταθεί, για τον παρόντα συμμετρικό φορέα, από τον τύπο:

$$M = M_0 + M_1 \cdot \cos \frac{\pi x}{l} + M_2 \cdot \cos \frac{2\pi x}{l} + \dots \quad (2.5)$$

Έστω N η δύναμη που θλίβει την πλάκα και $M = M_w + M_f$ η συνολική ροπή που κατανέμεται στον κορμό (M_w) και στην πλάκα (M_f). Τότε θα έχουμε $M_f = N \cdot e$ και επομένως:

$$N = 2h \cdot \int_0^{\infty} \sigma_x dy = 0$$

$$M_w = 2h \cdot e \cdot \int_0^{\infty} \sigma_x dy = M \quad (2.6)$$

Η ενέργεια των εξωτερικών δυνάμεων θα είναι:

$$\varepsilon_2 = \int_0^{2l} \frac{N^2 dx}{2AE} + \int_0^{2l} \frac{M_w^2 dx}{2AI}$$

Και το συνολικό έργο:

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \frac{\pi}{2hE} \sum_{n=1}^{\infty} n \cdot [Y_n^2 + (1+\nu)X_n Y_n + (1+\nu)X_n^2] + \frac{l}{2AE} \sum_{n=1}^{\infty} X_n^2 + \frac{M_0^2 l}{EI} + \frac{l}{2EI} \sum_{n=1}^{\infty} (M_n - eX_n)^2$$

$$\text{Όπου } X_n = 2h \cdot \frac{n\pi}{l} \cdot A_n, \quad Y_n = 2h \cdot \frac{n\pi}{l} \cdot B_n$$

$$\text{Πρέπει: } \frac{\partial \varepsilon}{\partial A_n} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial B_n} = 0$$

Από αυτές τις εξισώσεις προσδιορίζουμε τα A_n και B_n

Αν $M = M_1 \cos \frac{\pi x}{l}$ τότε εύκολα βρίσκουμε:

$$A_1 = \frac{lX_1}{2\pi h} \quad B_1 = -\frac{(1+\nu)lX_1}{2\pi h}$$

$$\Phi = \left[A_1 e^{\frac{\pi y}{l}} + B_1 \left(1 + \frac{\pi y}{l} \right) \cdot e^{\frac{\pi y}{l}} \right] \cdot \cos \frac{\pi x}{l}$$

Η κατανομή της σ_x θα είναι αυτή του Σχήμα 2.5. Έπειτα προσδιορίζουμε το πλάτος 2λ το οποίο απαιτείται σε μια δοκό μορφής T , ώστε αν είχαμε ομοιόμορφη κατανομή σ_x να λαμβάναμε την ίδια ροπή M_f . Ένα τέτοιο πλάτος 2λ , θα ήταν ενεργό πλάτος της πλάκας. Έστω σ_c η τάση στο c , ενώ η ομοιόμορφη τάση στο μέσο επίπεδο της πλάκας είναι σ_l , τότε από τη στοιχειώδη θεωρία κάμψεως βρίσκουμε:

$$\sigma_l = \sigma_c - \frac{M_w \cdot e}{I}, \quad 2\lambda \cdot h \cdot \sigma_l + \sigma_c \cdot A = 0$$

$$M_w = -\frac{1}{\lambda} \left(1 + \frac{2\lambda h}{A} \right) \cdot \sigma_l \quad \text{και} \quad M_f = -2\lambda h e \sigma_l$$

Τελικά:
$$2\lambda = \frac{4l}{\pi(3+2\nu-\nu^2)}$$

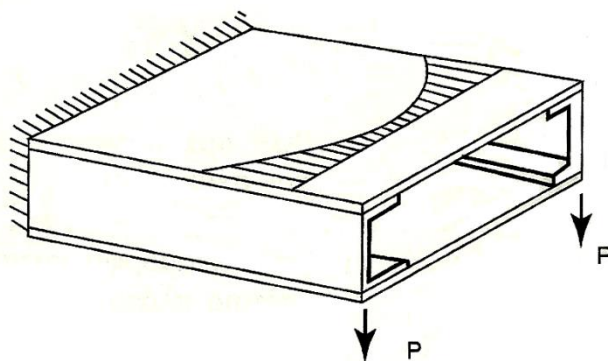
Για τον χάλυβα ισχύσει: $\nu=0,3$ άρα $2\lambda=0,181(2l)$

Δηλαδή για το υποτιθέμενο διάγραμμα ροπής $M = M_1 \cdot \cos \frac{\pi x}{l}$, το ενεργό πλάτος της πλάκας είναι 18% του ανοίγματος $2l$ αυτής. Με ανάλογο τρόπο μπορούν να επιλυθούν διάφορες περιπτώσεις φορέων για διάφορες φορτίσεις. Ένα αντίστοιχο παράδειγμα είναι ο πρόβολος του, ο οποίος φορτίζεται με δύο φορτία P . Η κατανομή των τάσεων φαίνεται στην άνω πλάκα έλασμα. Ο προσδιορισμός των τάσεων και αυτής της κατανομής δεν μπορεί να γίνει με την κλασσική ανάλυση. Αυτή η μετάβαση από την υποτιθέμενη μέχρι σήμερα ομοιόμορφη κατανομή της στοιχειώδους αναλύσεως στην πραγματική κατανομή, είναι γνωστή με τον όρο “shear lag”.

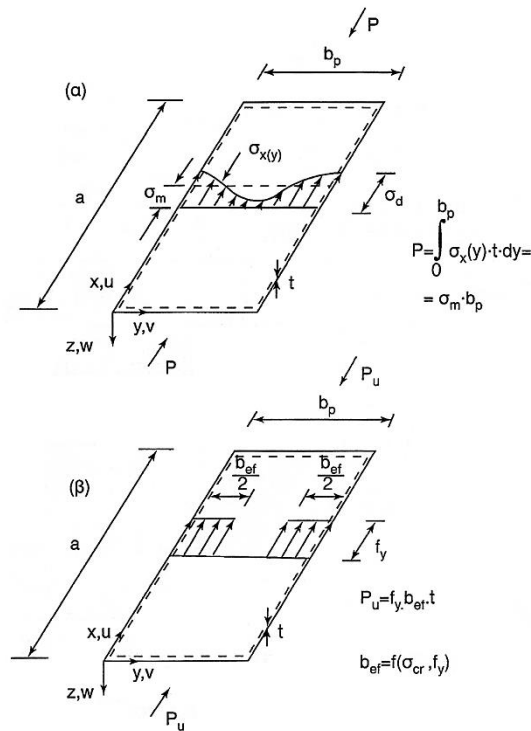
Η παραπάνω μαθηματική επεξεργασία καταλήγει σε περίπλοκους τύπους δυσεφάρμοστους στην πράξη. Η κατανομή των τάσεων ακόμα και για την απλή περίπτωση μιας πλάκας, όπως αυτή του σχήματος, είναι μια τεταρτοβάθμια παραβολή. Παρατηρήθηκε όμως ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των τάσεων παραλαμβάνεται από το τμήμα της πλάκας που βρίσκεται κοντά στις στηρίξεις της. Είναι λοιπόν, δυνατό να θεωρηθεί με προσέγγιση και υπέρ της ασφαλείας, ότι η εξωτερική φόρτιση παραλαμβάνεται από μια ομοιόμορφη εσωτερική τάση, που είναι κατανεμημένη σε ένα πλάτος $b_{eff} \leq b$ το οποίο αποκαλούμε ενεργό πλάτος της διατομής.

Μια προσέγγιση του ενεργού πλάτους έδωσε πρώτος ο Von Karman με τον τύπο:

$$\frac{b_{eff}}{b_p} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}}$$



Σχήμα 2.6 Κατανομή των τάσεων στην άνω πλάκα του προβόλου



Σχήμα 2.7 Κατανομή τάσεων περιμετρικά εδραζόμενης θλιβόμενης πλάκας α) πραγματική κατανομή τάσεων, β) κατανομή τάσεων στη βάση του ενεργού πέλματος

Ο Winter βελτίωσε τον παραπάνω τύπο, προβλέποντας και πιθανές γεωμετρικές ατέλειες:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b_p} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \cdot \left(1 - 0,22 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \right)$$

όπου σ_{cr} η κρίσιμη τάση λυγισμού (ή τάση δρόμου διακλαδώσεως).

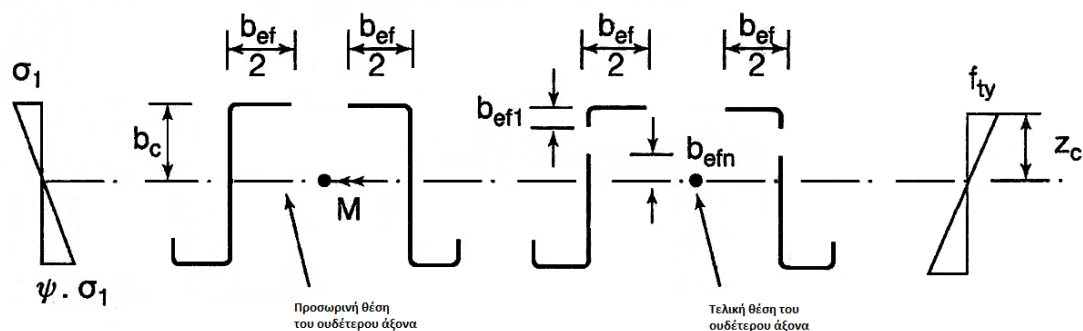
Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι η σ_{cr} για την ίδια διατομή, είναι διαφορετική από φόρτιση σε φόρτιση. Κατά συνέπεια το ενεργό πλάτος b_{eff} της ίδιας διατομής, διαφέρει ανάλογα με την καταπόνηση στην οποία υπόκειται αυτή.

Το ενεργό πλάτος έχει ως σκοπό, να προσδιορίσει τη λεγόμενη ενεργό διατομή. Όταν αναζητούμε τη φέρουσα ικανότητα και υπολογίζουμε το φορτίο αστοχίας ενός μέλους ψυχρής ελάσεως, το πρώτο βήμα είναι να προσδιορίσουμε το ενεργό πλάτος των θλιβόμενων στοιχείων μιας διατομής, βασιζόμενοι στην κατανομή των τάσεων. Στη συνέχεια, υπολογίζουμε τις γεωμετρικές ιδιότητες της ενεργού διατομής, λαμβάνοντας υπόψη τη μετατόπιση του ουδέτερου άξονα, λόγω των παραλειπόμενων τμημάτων της διατομής. Η τελική διαδικασία ελέγχου είναι η ίδια όπως και στα πρότυπα ελάσματα.

Η αντοχή μιας λεπτότοιχης ενεργού διατομής, έχει ως όριο την τάση διαρροής σε κάθε τμήμα της, αφού ο έλεγχος γίνεται με ελαστική ανάλυση. Η αλληλεπίδραση διάφορων φαινομένων, που προκαλεί διαζωνικές καταπονήσεις, ελέγχεται όπως και στις διατομές ψυχρής ελάσεως. Αν το ελεγχόμενο μέλος δεν κινδυνεύει από λυγισμό, τότε η ροπή αντοχής δίνεται από τον τύπο:

$$R_M = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_M} \quad \text{όπου } W_{eff} \text{ η ροπή αντιστάσεως ενεργού διατομής}$$

Για την αποφυγή μιας κοπιώδους επαναληπτικής διαδικασίας κατά τον προσδιορισμό της ενεργού διατομής, τα ενεργά τμήματα του κορμού μπορούν να υπολογισθούν από το λόγο $X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$, θεωρώντας διατομή με ελαττωμένο θλιβόμενο πέλμα (ενεργό), αλλά κορμό πλήρως ενεργό.



Σχήμα 2.8 Αλλαγή θέσης ουδέτερου άξονα στην ενεργό διατομή

2.3 Διάβρωση

2.3.1 Το φαινόμενο της διάβρωσης

Η διάβρωση διακρίνεται στη χημική και στην ηλεκτροχημική. Η χημική αντίδραση οφείλεται στην αλληλεπίδραση του μετάλλου με τα στοιχεία του περιβάλλοντος. Αντίθετα η ηλεκτροχημική διάβρωση οφείλεται στην απώλεια ελεύθερων ηλεκτρονίων από τη στοιβάδα τους. Κάθε μέταλλο διαθέτει ένα ηλεκτρικό δυναμικό που μπορεί να είναι ηλεκτροθετικό ή ηλεκτροαρνητικό. Η τιμή αυτή καθώς και η πολικότητα του μετάλλου, είναι μεγέθη από τα οποία εξαρτάται ο τρόπος και η ταχύτητα διαβρώσεως. Το πιο ηλεκτροθετικό μέταλλο προκαλεί διάβρωση στο λιγότερο ηλεκτροθετικό. Στην περίπτωση των ηλεκτροαρνητικών μετάλλων, με τη διαδικασία οξείδωσης έχουμε απώλεια ηλεκτρονίων από τη στοιβάδα του μετάλλου με τη δημιουργία οξειδίων του σιδήρου και υδρογόνου ή υδροξυλίου.

2.3.2 Συνθήκες που ευνοούν τη διάβρωση

Επιφανειακές ανωμαλίες διατομών είναι πιθανά σημεία έναρξης της διάβρωσης, καθώς εκεί γίνεται τοπική συγκέντρωση ιόντων. Επίσης η γεινίαση σε θάλασσα επιταχύνει την διαβρωτική δράση. Καθώς τα μόρια του NaCl στα σταγονίδια λειτουργούν ως ηλεκτρολύτες. Ακόμη οι διάφορες παραμορφώσεις ευνοούν τη διάβρωση λόγω της δημιουργίας μικρορωγμών. Επιπλέον στις τρισεπιφάνειες (π.χ. αέρας, σκυρόδεμα, μέταλλο) η διάβρωση είναι εντονότερη. Τέλος η αύξηση της θερμοκρασίας επιταχύνει τη διαδικασία.

2.3.3 Μέθοδοι προστασίας

Οι λεπτότοιχες διατομές χρίζουν απαραίτητα αντιδιαβρωτικής προστασίας. Η απώλεια υλικού λόγω διάβρωσης έχει καταστροφικές συνέπειες λόγω της μεγάλης ποσοστιαίας απώλειας πάχους. Οι μέθοδοι προστασίας είναι κυρίως τρεις:

1. Η ελάττωση του δυναμικού διαβρώσεως μέσω της χρήσης ειδικών επιστρώσεων από μη αγώγιμα υλικά. (εποξειδικές βαφές)
2. Καθοδική προστασία, με την οποία διατηρούμε αμετάβλητο τον αριθμό των ελεύθερων ηλεκτρονίων της στοιβάδας. Η μέθοδος εφαρμόζεται σπάνια καθώς απαιτεί ειδική μελέτη κατά περίπτωση.
3. Η χρήση στοιχείων θυσιασμού που εφαρμόζονται στην μεταλλική επιφάνεια, όπως γαλβάνισμα ή επάλειψη με χρώματα πλούσια σε ψευδάργυρο. Η πιο διαδεδομένη μέθοδος αντιδιαβρωτικής προστασίας είναι η χρήση γαλβανισμένου φύλλου ως πρώτη ύλη. Ακόμη τα μηχανικά μέσα σύνδεσης, κοχλίες, βλήτρα, πριτσίνια πρέπει επίσης να είναι θερμογαλβανισμένα, ώστε να αποφεύγεται η διάβρωση επαφής.

Κεφάλαιο 3

Διατάξεις EC3

Ο Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα (EN 1993-1-1 Eurocode 3 - Design of steel structures) αποτελεί σήμερα το πλαίσιο αρχών και κανόνων εφαρμογής για τον ασφαλή σχεδιασμό των κατασκευών από χάλυβα σε όλα τα Ευρωπαϊκά κράτη τα οποία συμμετέχουν στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης. Επιπλέον το παράρτημα 1-3 παρέχει επιπρόσθετα κανόνες για ψυχρής έλασης και λεπτότοιχα μέλη και φύλλα.

3.1 Τεχνικές προδιαγραφές υλικών

Πίνακας 3.1 Ονομαστικές τιμές της βασικής τάσεως διαρροής f_{yb} και της οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u

Τύπος χάλυβα	Κανονισμός	Κατηγορία	f_{yb} N/mm ²	f_u N/mm ²
Προϊόντα θερμής ελάσεως μη κραματωμένων δομικών χαλύβων. Μέρος 2: Τεχνικές συνθήκες παράδοσης μη κραματωμένων δομικών χαλύβων	EN 10025: Part 2	S 235	235	360
		S 275	275	430
		S 355	355	510
Προϊόντα θερμής ελάσεως δομικών χαλύβων. Μέρος 3: Τεχνικές συνθήκες παράδοσης για εξομαλυμένους / εξομαλυμένους ελατούς συγκολλησίμους, λεπτόκοκκους δομικούς χάλυβες	EN 10025: Part 3	S 275 N	275	370
		S 355 N	355	470
		S 420 N	420	520
		S 460 N	460	550
		S 275 NL	275	370
		S 355 NL	355	470
		S 420 NL	420	520
Προϊόντα θερμής ελάσεως δομικών χαλύβων. Μέρος 4: Τεχνικές συνθήκες παράδοσης για θερμομηχανικούς, ελατούς συγκολλησίμους λεπτόκοκκους δομικούς χάλυβες	EN 10025: Part 4	S 275 M	275	360
		S 355 M	355	450
		S 420 M	420	500
		S 460 M	460	530
		S 275 ML	275	360
		S 355 ML	355	450
		S 420 ML	420	500
S 460 ML	460	530		

Η εν ψυχρώ κάμψη του φύλλου έχει την ιδιότητα να προσδίδει τοπική αντοχή στη παραγόμενη διατομή. Αυτό γίνεται με τον καθορισμό μιας αυξημένης τάσης διαρροής, κατά τον τύπο.

$$f_{ya} = f_{yb} + \frac{(f_u - f_{yb}) \cdot \kappa \cdot n \cdot t^2}{A_g} \leq \frac{f_u - f_{yb}}{2} \quad (3.1)$$

όπου A_g = το εμβαδό της πλήρους διατομής

$\kappa=7$ για έλαση εν ψυχρώ

$\kappa=5$ για διαμόρφωση εν ψυχρώ

n = ο αριθμός των κατά γωνία 90° κάμψεων με ακτίνα $r \leq 5t$

t = το ονομαστικό πάχος του χαλυβδόφυλλου προ της μορφώσεως – ελάσεως και προ της εναποθέσεως της στρώσεως προστασίας (π.χ. γαλβάνισμα)

Το αυξημένο όριο διαρροής λόγω ψυχρής έλασης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη σε αξονικά φορτισμένα μέλη όπου η ενεργός διατομή A_{eff} της διατομής είναι ίση με την πλήρη διατομή A_g , ενώ στον υπολογισμό της A_{eff} το όριο διαρροής πρέπει ως λαμβάνεται ως f_{yb} .

3.2 Επιρροή των καμπυλών προσαρμογής

Η επιρροή καμπυλών με $r \leq 5t$ και $r \leq 0,15b_p$ μπορεί να παραληφθεί. Η διατομή μπορεί τότε να θεωρηθεί ότι αποτελείται από επίπεδα τοιχώματα με αιχμηρές γωνίες. Για τιμές μεγαλύτερες των παραπάνω, η επιρροή των στρογγυλευμένων γωνιών πρέπει να λαμβάνεται πάντα υπόψη με απομείωση των γεωμετρικών ιδιοτήτων της διατομής:

$$\delta = 0,43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^n r_j}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} \quad \begin{aligned} A_g &= A_{g,sh} \cdot (1 - \delta) \\ I_g &= I_{g,sh} \cdot (1 - 2\delta) \\ I_w &= I_{w,sh} \cdot (1 - 4\delta) \end{aligned} \quad \text{με} \quad (3.2)$$

A_g : το εμβαδό της πλήρους διατομής

$A_{g,sh}$: το εμβαδό της πλήρους διατομής αν θεωρηθεί ότι δεν υπάρχουν οι καμπύλες προσαρμογής, αλλά τα επίπεδα τέμνονται υπό γωνία

$b_{p,i}$: το ονομαστικό πλάτος του επιπέδου i για διατομή με αιχμηρές γωνίες

I_g : η ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής

$I_{g,sh}$: η ροπή αδράνειας με αιχμηρές γωνίες

I_w : το μέτρο καμπυλώσεως της πλήρους διατομής

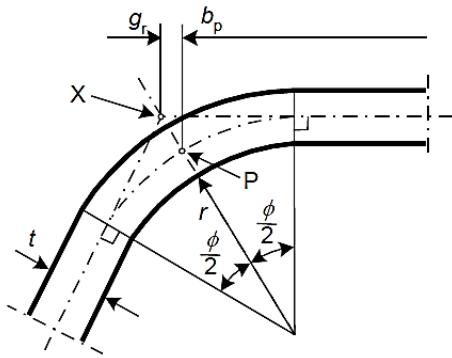
$I_{w,sh}$: η τιμή I_w για διατομή με αιχμηρές γωνίες

m : ο αριθμός των επιπέδων στοιχείων

n : ο αριθμός καμπυλών προσαρμογής

r_i : εσωτερική ακτίνα προσαρμογής του στοιχείου i

Οι απομειώσεις με βάση τις εξισώσεις (3.2) μπορούν επίσης να εφαρμοστούν και κατά τον υπολογισμό των ιδιοτήτων της ενεργού διατομής A_{eff} , $I_{y,eff}$, $I_{z,eff}$ και $I_{w,eff}$ με την προϋπόθεση ότι τα ισοδύναμα πλάτη των επιπέδων στοιχείων μετρώνται από τα σημεία τομής των μέσων επιφανειών των στοιχείων.



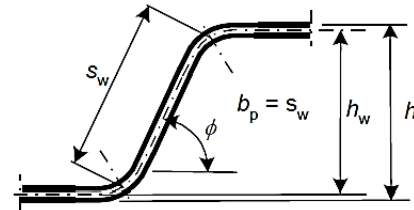
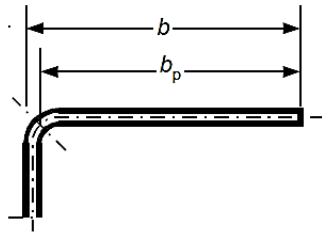
(α) Μέσο σημείο της γωνίας ή κάμψης

X το σημείο τομής των μέσων επιφανειών

P το μέσο σημείο της γωνίας

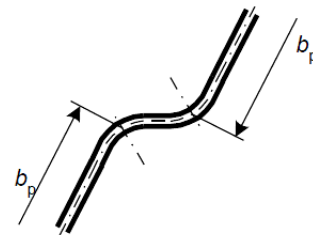
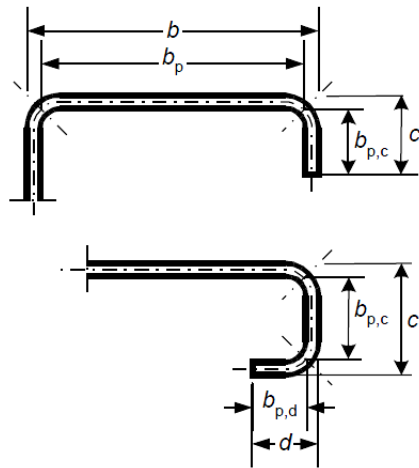
$$r_m = r + t/2$$

$$g_r = r_m \left(\tan\left(\frac{\phi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) \right)$$



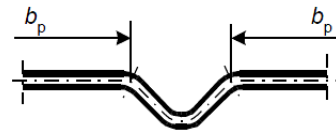
(γ) ονομαστικό πλάτος b_p κορμού

($b_p = \text{λοξό ύψος } s_w$)



(β) ονομαστικό πλάτος b_p επίπεδων στοιχείων πελμάτων

(δ) ονομαστικό πλάτος b_p επίπεδων στοιχείων με ενισχύσεις κορμού



(ε) ονομαστικό πλάτος b_p επίπεδων στοιχείων με ενισχύσεις πέλιματος

Σχήμα 3.1 Ονομαστικά πλάτη επίπεδων δοιχείων b_p , ώστε να ληφθούν υπόψη οι κάμψεις.

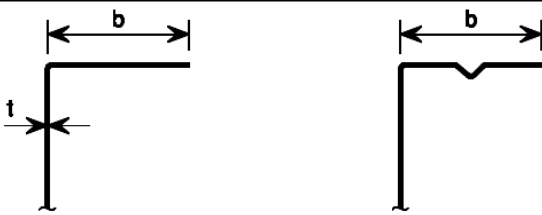
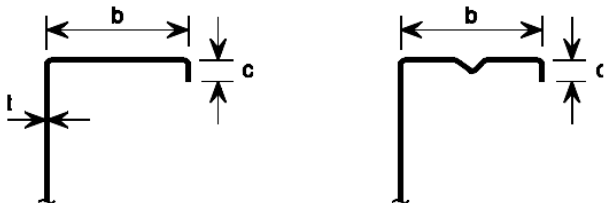
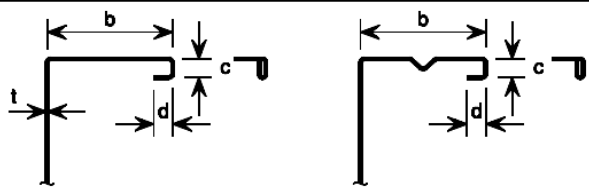
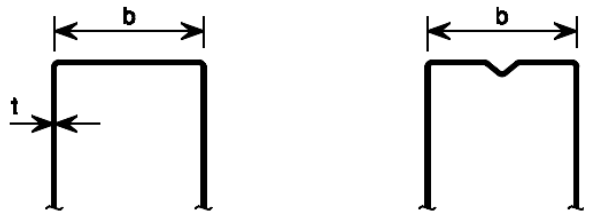

3.3 Γεωμετρικές συνθήκες για τον υπολογισμό λεπτότοιχων διατομών

Για να επιτευχθεί επαρκής ακαμψία και να προφυλαχθούμε από πρόωρο λυγισμό τυχόν ενισχύσεων, οι διαστάσεις τους πρέπει να ευρίσκονται στα ακόλουθα όρια:

$$0,2 \leq \frac{c}{b} \leq 0,6 \quad (3.3)$$

$$0,1 \leq \frac{d}{b} \leq 0,3$$

Πίνακας 3.2 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος

Στοιχεία διατομών	Μέγιστη τιμή
	$b/t \leq 50$
	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
	$b/t \leq 500$
	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin\phi$

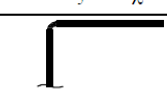
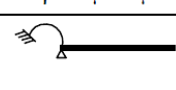
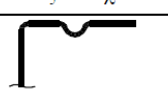
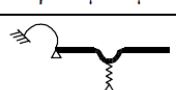
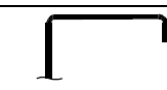
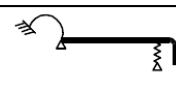
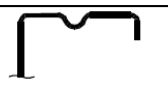
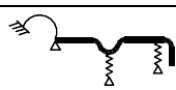

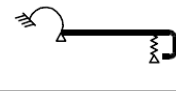

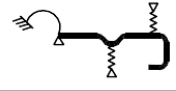

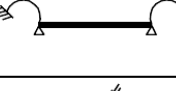
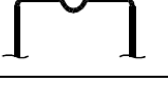
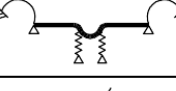

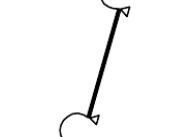

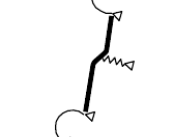
Για διατομές εκτός της γεωμετρίας του πίνακα, ο σχεδιασμός πρέπει να γίνεται πειραματικά. Διατομές με μεγαλύτερους λόγους πλάτους προς πάχος μπορεί να χρησιμοποιηθούν, με την προϋπόθεση ότι η αντοχή τους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και η συμπεριφορά τους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας επαληθεύονται βάσει πειραμάτων και υπολογισμών, που επιβεβαιώνονται με επαρκή αριθμό πειραμάτων.

3.4 Προσομοίωση για στατική ανάλυση

Μια τυχούσα διατομή αποτελείται από μεμονωμένα πλακοειδή στοιχεία, τα οποία εδράζονται σε μία ή δύο πλευρές. Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της ενεργού διατομής, η διατομή διασπάται στα επιμέρους στοιχεία για τα οποία υπολογίζονται ξεχωριστά τα ενεργά πλάτη. Στο επόμενο βήμα η διατομή ανασυντίθεται από τα ενεργά τμήματα των επιμέρους στοιχείων.

Κατά τη διάσπαση της διατομής σε επιμέρους τοιχώματα, πρέπει να προσδιοριστεί η μεταξύ τους αλληλεπίδραση. Αυτό συμβαίνει με τη βοήθεια ενός κατάλληλου προσομοιώματος για τη σύνδεση και την ενίσχυση, μέσω της εισαγωγής κατάλληλων στροφικών και μεταφορικών ελατηρίων όπως φαίνονται στον Πίνακα 3.3. Οι σταθερές των ελατηρίων μπορούν να προσδιοριστούν πειραματικά ή υπολογιστικά.

Πίνακας 3.3 Προσομοίωση στοιχείων της διατομής

Τύπος στοιχείου	Προσομοίωμα	Τύπος στοιχείου	Προσομοίωμα
			
			
			
			
			

3.5 Τοπικός λυγισμός επιπέδων στοιχείων χωρίς ενισχύσεις

Το ενεργό πλάτος, έχει σαν σκοπό να προσδιορίσει την ενεργό λεγόμενη διατομή. Το πρώτο βήμα όταν αναζητούμε τη φέρουσα ικανότητα και υπολογίζουμε το φορτίο αστοχίας ενός μέλους ψυχράς ελάσεως, είναι να προσδιορίσουμε το ενεργό πλάτος των θλιβόμενων στοιχείων μιας διατομής, βασιζόμενοι στην κατανομή των τάσεων.

Στη συνέχεια, υπολογίζουμε τις γεωμετρικές ιδιότητες της ενεργού διατομής, λαμβάνοντας υπ' όψιν την μετατόπιση του ουδέτερου άξονος λόγω των παραλειπομένων τμημάτων της διατομής. Η τελική διαδικασία ελέγχου, είναι η ίδια όπως και στα πρότυπα ελάσματα. Η αντοχή μια λεπτοτόχου ενεργού διατομής, έχει όριο την τάση διαρροής σε κάθε τμήμα της, αφού ο έλεγχος γίνεται με ελαστική ανάλυση.

3.5.1 Ενεργά πλάτη στοιχείων χωρίς ενισχύσεις

Πίνακας 3.4 Εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

Κατανομή τάσεων (η θλίψη θετική)				Ενεργό πλάτος b_{eff} του θλιβόμενου τμήματος του στοιχείου		
				$\psi = +1 :$ $b_{eff} = \rho b_p$ $b_{e1} = 0.5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0.5 b_{eff}$		
				$+1 > \psi \geq 0 :$ $b_{eff} = \rho b_p$ $b_{e1} = \frac{2b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$0 > \psi \geq -1 :$ $b_{eff} = \rho b_c$ $b_{e1} = 0.4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0.6 b_{eff}$		
				$\psi < -1 :$ $b_{eff} = \rho b_c$ $b_{e1} = 0.4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0.6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$		$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Συντελεστής Κύρτωσης K_σ	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,92\psi + 9,78\psi^2$	3,9	$5,98(1 - \psi)^2$
Εναλλακτικά για $1 \geq \psi \geq -1$				$K_\sigma = \frac{16}{\left[(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2 \right]^{0,5} + (1 + \psi)}$		

Η πορεία υπολογισμού του ενεργού πλάτους στοιχείων χωρίς ενισχύσεις έχει ως εξής:

1. Αφού σχηματίσουμε τη διατομή σε επίπεδα μέλη
2. Προσδιορίζουμε τις τάσεις των άκρων σ_1 και σ_2
3. Από την τιμή του λόγου $\Psi = \sigma_1 / \sigma_2$ και από τους πίνακες βρίσκουμε το συντελεστή κυρτώσεως K_σ
4. Υπολογίζουμε το $\bar{\lambda}_p$

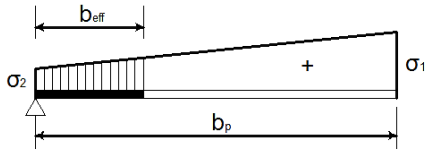
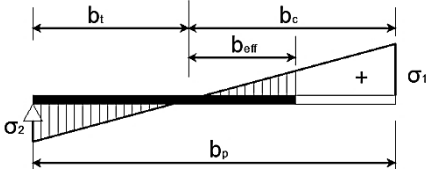
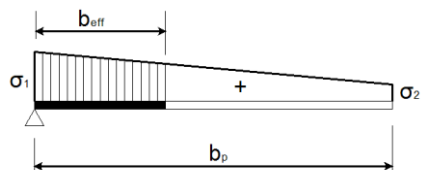
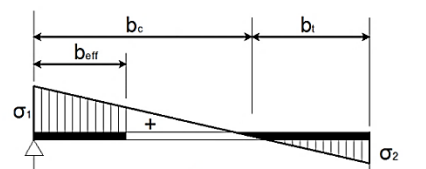
$$\bar{\lambda}_p = 1,052 \cdot \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} \quad (3.4)$$

5. Βρίσκουμε το συντελεστή ρ και άρα το b_{eff} .

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_\rho} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_\rho} \right) \quad (3.5)$$

που σημαίνει ότι για $\bar{\lambda}_\rho \leq 0,673$ $\rho=1$

Πίνακας 3.5 Προεξέχοντα θλιβόμενα στοιχεία (παράρτημα D EC3)

Κατανομή τάσεων (η θλίψη θετική)		Ενεργό πλάτος b_{eff} του θλιβόμενου τμήματος του στοιχείου				
		$+1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho b_p$				
		$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 > \psi > -1$		
Συντελεστής Κύρτωσης K_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21 + 0,07\psi^2$		
		$+1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho b_p$				
		$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$		0	$0 > \psi > -1$	-1
Συντελεστής Κύρτωσης K_σ	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$		1,7	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

3.5.2 Γενική προσέγγιση επίπεδων στοιχείων με ακραίες ενισχύσεις - Εύρεση σταθεράς ελατηρίου

Ο σχεδιασμός θλιβόμενων στοιχείων με ακραίες ή ενδιάμεσες ενισχύσεις βασίζεται στην παραδοχή ότι οι ενισχύσεις συμπεριφέρονται ως θλιβόμενα μέλη με σταθερά ελατηρίου εξαρτώμενη από τις συνοριακές συνθήκες και την καμπτική δυσκαμψία των γειτονικών επίπεδων στοιχείων. Η σταθερά ελατηρίου μιας ενίσχυσης καθορίζεται εφαρμόζοντας ένα μοναδιαίο φορτίο ανά μονάδα μήκους u . Η σταθερά ελατηρίου K ανά μονάδα μήκους προσδιορίζεται από τη σχέση:

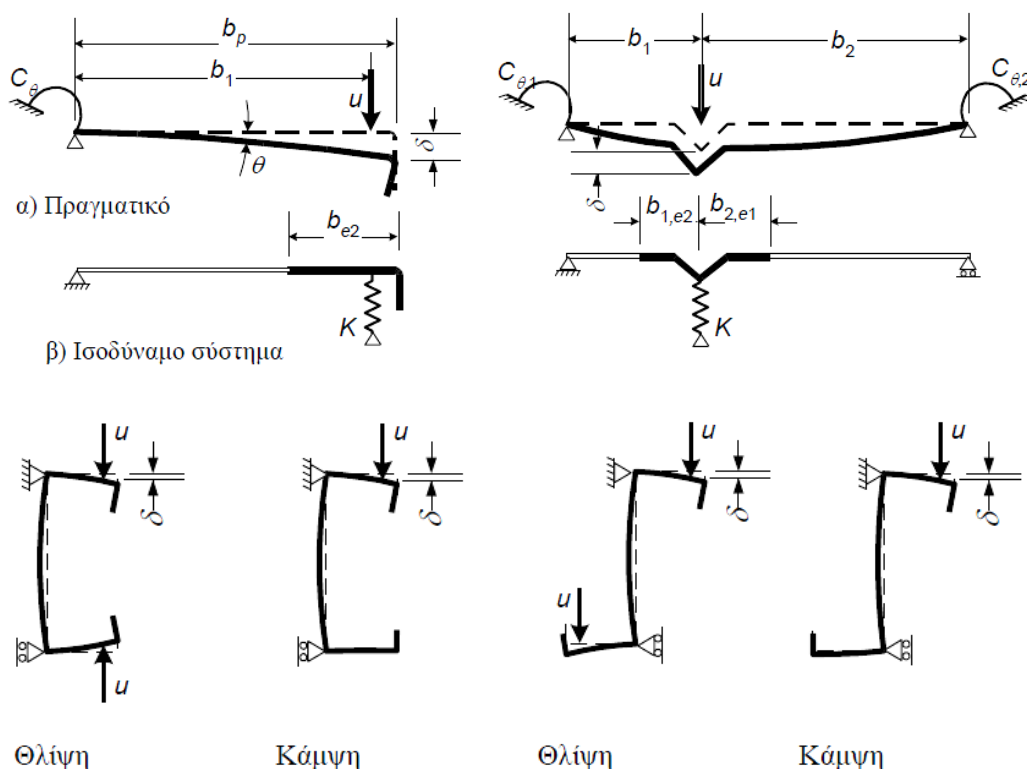
$$K = u / \delta$$

Όπου δ το βέλος της ενίσχυσης λόγω της μοναδιαίας δύναμης u που ασκείται στο κέντρο βάρους του ενεργού μέρους της διατομής. Κατά τον καθορισμό των τιμών των στροφικών σταθερών του ελατηρίου $C_\theta, C_{\theta 1}, C_{\theta 2}$ από τη γεωμετρία της διατομής, πρέπει να ληφθούν υπόψη τυχόν άλλες ενισχύσεις που υπάρχουν στο ίδιο το στοιχείο, ή σε οποιοδήποτε άλλο στοιχείο της διατομής που υπόκειται σε θλίψη

Για μια ακραία ενίσχυση το βέλος δ υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\delta = \theta \cdot b_p + \frac{u b_p^3}{3} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{E \cdot t^3} \quad (3.6)$$

με $\theta = u b_p / C_\theta$



c) Προσδιορισμός του δ για διατομές C και Z.

Σχήμα 3.2 Καθορισμός της σταθεράς ελατηρίου

Στην περίπτωση των ακραίων ενισχύσεων διατομών C και Z με χείλη, το C_{θ} πρέπει να υπολογίζεται με εφαρμογή μοναδιαίας δύναμης u όπως φαίνεται παραπάνω. Έτσι προκύπτει για τη σταθερά ελατηρίου K_1 του πέλματος:

$$K_1 = \frac{E \cdot t^3}{4 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 \cdot h_w + 0,5 \cdot b_1 \cdot b_2 \cdot h_w \cdot k_f} \quad (3.7)$$

όπου:

b_1 είναι η απόσταση από το σημείο τομής κορμού - πέλματος ως το κέντρο βάρους της ενεργού διατομής της ακραίας ενίσχυσης του πέλματος 1 (συμπεριλαμβανομένου του ενεργού τμήματος b_{e2} του πέλματος).

b_2 είναι η απόσταση από το σημείο τομής κορμού - πέλματος ως το κέντρο βάρους της ενεργού διατομής της ακραίας ενίσχυσης του πέλματος 2 (συμπεριλαμβανομένου του ενεργού τμήματος του πέλματος).

h_w το ύψος του κορμού

k_f αν το πέλμα 2 είναι σε εφελκυσμό (π.χ. για δοκούς υπό κάμψη περί τον άξονα $y-y$)

$k_f = \frac{A_{\text{eff},2}}{A_{\text{eff},1}}$ αν το πέλμα 2 είναι σε θλίψη (π.χ. για δοκό υπό αξονική θλίψη)

$k_f=1$ για συμμετρική διατομή σε θλίψη

$A_{\text{eff},1}$ και $A_{\text{eff},2}$ είναι τα ενεργά εμβαδά των ακραίων ενισχύσεων (συμπεριλαμβανομένου του ενεργού πλάτους b_{e2} του πέλματος, βλέπε σχήμα 5.8(b)), των πελμάτων 1 και 2 αντίστοιχα.

Οι σταθερές των στροφικών ελατηρίων $C_{\theta,1}$ και $C_{\theta,2}$ για ενδιάμεσες ενισχύσεις μπορούν εναλλακτικά να ληφθούν συντηρητικά ίσες με 0, οπότε το βέλος προσδιορίζεται από τη σχέση:

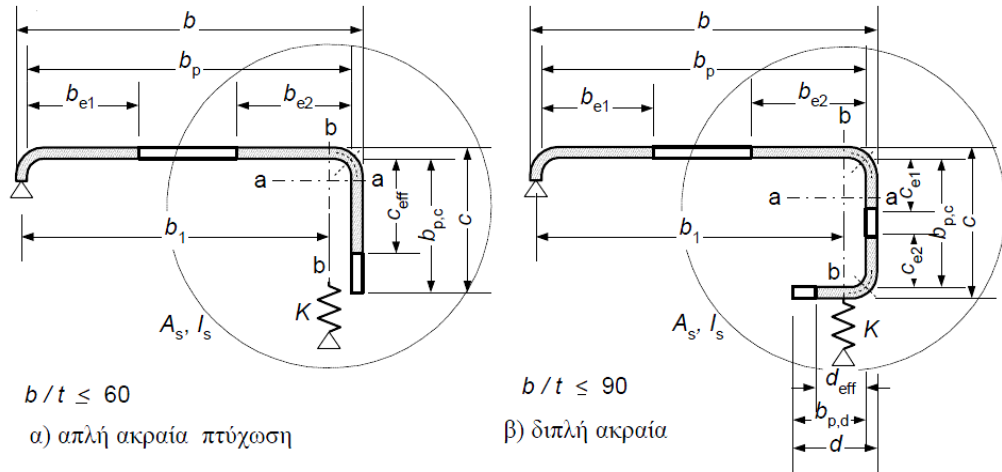
$$\delta = \frac{u b_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \cdot \frac{12(1 - \nu^2)}{E t^3} \quad (3.8)$$

3.5.3 Βήματα υπολογισμού διατομής με ακραίες ενισχύσεις

Οι ακραίες ενισχύσεις δυνατόν να είναι απλής ή διπλής αναδιπλώσεως (απλό ή διπλό στρατζάρισμα). Για να θεωρηθεί ότι συνεισφέρουν στην αντοχή και ότι λειτουργούν σαν στηρίγματα, πρέπει να πληρούν τα ακόλουθα:

1. Γωνία ϕ μεταξύ της ενισχύσεως και του επιπέδου ελάσματος, πρέπει να είναι $45^\circ \leq \phi \leq 135^\circ$.
2. Η διάσταση c πρέπει να είναι $c > 0,2b_p$.
3. Ο λόγος $b_p/t \leq 60$ για απλό στρατζάρισμα και $b_p/t \leq 90$ για διπλό στρατζάρισμα.

Υπάρχουν δύο μέθοδοι για τον υπολογισμό των ενεργών περιοχών των ενισχύσεων. Η γενική και η απλουστευμένη μέθοδος.



Σχήμα 3.3 Ακραίες ενισχύσεις

Η πορεία υπολογισμού έχει ως εξής:

Βήμα 1^ο

Θεωρούμε ότι το επίπεδο στοιχείο b_p είναι διπλά στηριζόμενο ή εσωτερικά θλιβόμενο στοιχείο και βρίσκοντας το $\bar{\lambda}_\rho$, ρ βρίσκουμε τις αρχικές b_{e1} και b_{e2} .

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} \quad \rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_\rho} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_\rho} \right)$$

Βήμα 2^ο

Οι αρχικές τιμές των c_{eff} και d_{eff} υπολογίζονται:

1. Για απλό ακραίο στρατζάρισμα:

$$c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c}$$

με ρ από τον πίνακα για ακραίο $b_{p,c}$ ή εάν χρησιμοποιηθεί ο K_σ στη σχέση, τότε έχουμε:

- για $\frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,35$, $K_\sigma = 0,5$
- για $0,35 \leq \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,6$, $K_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35 \right)^2}$

2. Για διπλό στρατζάρισμα:

$$d_{eff} = \rho \cdot b_{p,d}$$

- $c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c}$ με K_σ για εσωτερικό θλιβόμενο στοιχείο
- $d_{eff} = \rho \cdot b_{p,d}$ με K_σ για εξωτερικό θλιβόμενο στοιχείο

Βήμα 3^ο

Υπολογίζουμε το εμβαδό A_s

$$A_s = t \cdot (b_{e2} + c_{eff} + d_{eff})$$

Βήμα 4^ο (με την επαναληπτική μέθοδο)

Η ελαστική κρίσιμη τάση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{cr} = \frac{2\sqrt{K \cdot E \cdot I_s}}{A_s}$$

K: η δυσκαμψία του ελατηρίου

I_s: η ενεργός ροπή αδράνειας περί τον άξονα α-α με βάση το ενεργό εμβαδό του

Ο μειωτικός συντελεστής χ για αντοχή της ενισχύσεως σε καμπτικό λυγισμό θα λαμβάνεται από την καμπύλη λυγισμού α₀ με συντελεστή ατελειών α=0,13 και για ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\chi = 1,0 \text{ αν } \bar{\lambda}_p \leq 0,65$$

$$\chi = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_p \text{ αν } 0,65 < \bar{\lambda}_p < 1,38$$

$$\chi = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_p} \text{ αν } \bar{\lambda}_p \geq 1,38$$

$$\text{όπου } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}}$$

Έτσι υπολογίζουμε τον μειωτικό συντελεστή χ₁. Αν χ < 1 τότε επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία για:

$$\sigma_{cr} = \chi \cdot \frac{f_{yb}}{\gamma_M} \quad \text{και} \quad \bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi}$$

Όταν χ₁ ≈ χ₂ τότε η επαναληπτική διαδικασία σταματάει.

Βήμα 4^ο (με την απλουστευμένη μέθοδο)

Υπολογίζουμε την I_s :

$$\text{Εάν } I_s \geq 0,31 \cdot \left(1,5 + \frac{h}{b_p}\right) \left(\frac{f_y}{E}\right)^2 \left(\frac{b_p}{t}\right)^3 \cdot A_s^2 \Rightarrow X = 0,5$$

$$\text{Εάν } I_s \geq 4,86 \cdot \left(1,5 + \frac{h}{b_p}\right) \left(\frac{f_y}{E}\right)^2 \left(\frac{b_p}{t}\right)^3 \cdot A_s^2 \Rightarrow X = 1,0$$

όπου: h, το συνολικό ύψος του γειτονικού προς το b_p κορμού της διατομής.

Κατά τα λοιπά, ισχύουν οι τύποι και περιορισμοί.

Βήμα 5^ο

Το απομειωμένο εμβαδό της ενίσχυσης A_{s,red} το οποίο λαμβάνεται υπ' όψιν για το καμπτικό λυγισμό, ισούται:

$$A_{s,red} = X \cdot A_s \cdot \left[\frac{f_y}{\sigma_{cr,k}} \right] \text{ με } \sigma_{cr,k}: \text{ η τάση στο κέντρο βάρους της ενισχύσεως}$$

Ομοίως για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της ενεργού διατομής, το απομειωμένο εμβαδό $A_{s,red}$ θα πρέπει να εκφραστεί με τη χρήση ενός μειωμένου πάχους:

$$t_{red} = t \cdot \frac{A_{s,red}}{A_s}$$

Για οριακή κατάσταση λειτουργίας θα υπολογίζουμε με το πάχος σχεδιασμού t

3.5.4 Μεσαίες Ενισχύσεις με απλουστευμένη μέθοδο

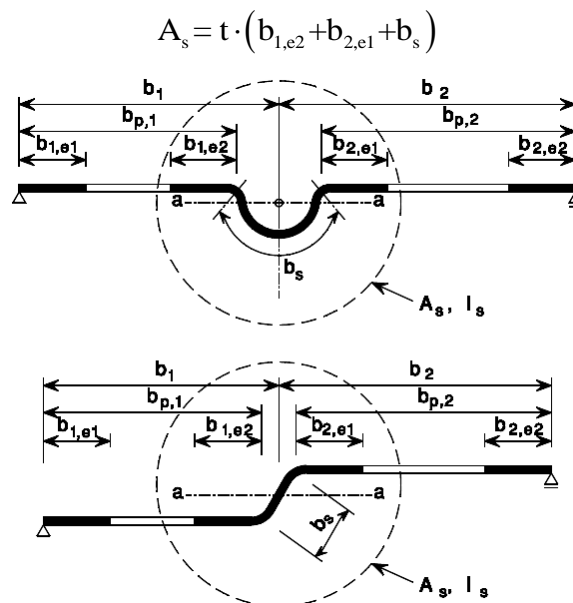
Οι μεσαίες ενισχύσεις, μπορούν να είναι ευθύγραμμες ή καμπύλες, δηλαδή μπορούν να σχηματίζουν αυλακώσεις ή και απλές κάμψεις. Σε κάθε ευθύγραμμο τμήμα της διατομής, μορφώνονται ενισχύσεις με την ίδια μορφή, αλλά όχι περισσότερες από δύο. Υπάρχουν και εδώ, δύο μέθοδοι υπολογισμού των ενεργών περιοχών των ενισχύσεων. Η γενική μέθοδος και η απλουστευμένη.

Βήμα 1^ο

Θεωρούμε ότι τα επίπεδα στοιχεία b_{p1} και b_{p2} είναι διπλά στηριζόμενα. Τότε με $\sigma_{max} = f_y / \gamma_M$ υπολογίζουμε τις αρχικές τιμές των $b_{1,e1}, b_{2,e2}$.

Βήμα 2^ο

Υπολογίζουμε το εμβαδό A_s της ενεργού διατομής της ενδιάμεσου ενισχύσεως από τον τύπο:



Σχήμα 3.4 Ενδιάμεσες ενισχύσεις

Βήμα 3^ο

$$\text{Εάν } I_s \geq 0,016 \cdot \left(\frac{f_y}{E}\right)^2 \left(\frac{b_0}{t}\right)^3 \cdot A_s^2 \Rightarrow X = 0,5$$

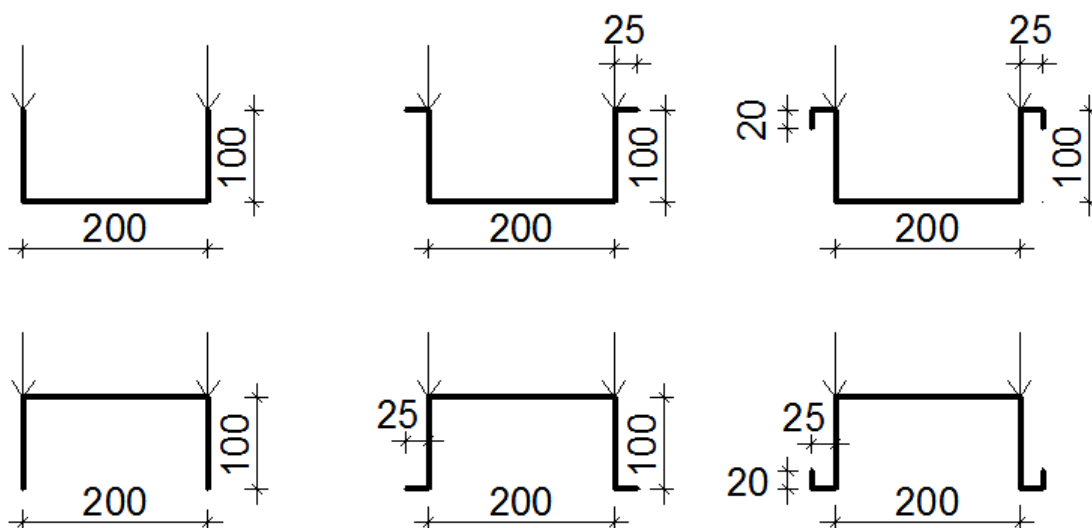
$$\text{Εάν } I_s \geq 0,240 \cdot \left(\frac{f_y}{E}\right)^2 \left(\frac{b_0}{t}\right)^3 \cdot A_s^2 \Rightarrow X = 1,0$$

όπου $b_0 = b_1 + b_2$

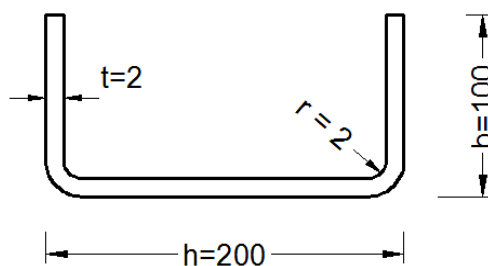
Κεφάλαιο 4

Επίλυση μοντέλου με τις διατάξεις του EC3

Θα επιλυθούν οι παρακάτω διατομές για πάχη $t=1,2,3\text{mm}$ για μήκος δοκού 3m. Συνολικά έχουμε 18 διατομές.



4.1 Επίλυση διατομής u χωρίς ενισχύσεις για $t=2\text{mm}$



Δεδομένα:

$$h=200\text{mm}$$

$$b=100\text{mm}$$

$$t=2\text{mm}$$

$$r=2\text{mm}$$

$$E=2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{yb}=355 \text{ N/mm}^2$$

Βήμα 1^ο : Επιρροή στρογγυλεμένων γωνιών

- $r=2\text{mm}$, $5t=10\text{mm} \Rightarrow r < 5t$
- $r/b_p = 2/(100 - 1) = 0,02 < 0,15$

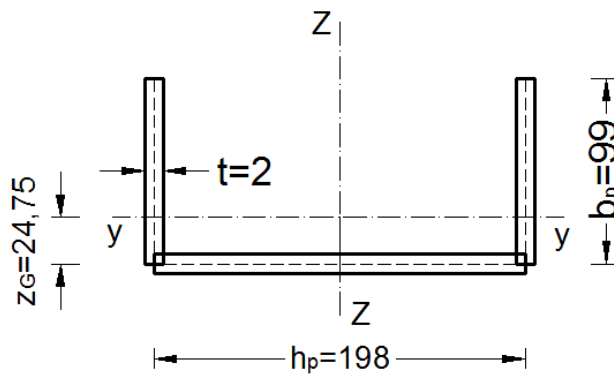
Εφόσον ικανοποιούνται οι δύο παραπάνω συνθήκες μπορούμε να παραλείψουμε την επιρροή των στρογγυλεμένων γωνιών και να θεωρήσουμε ότι η διατομή συνίσταται από επίπεδα στοιχεία με αιχμηρές γωνίες. Τα θεωρητικά μήκη των στοιχείων μετρώνται από τα μέσα σημεία των στοιχείων της παρακείμενης γωνίας.

Βήμα 2^ο : Γεωμετρικές συνθήκες

Για να επιτευχθεί επαρκής ακαμψία και να προφυλαχθούμε από πρόωρο λυγισμό

$$b/t \leq 50 \Rightarrow 100/2 = 50 \quad \text{επαρκής ακαμψία}$$

Βήμα 3^ο : Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής



$$A_g = (h_p + 2 \cdot b_p) \cdot t = (198 + 2 \cdot 99) \cdot 2 = 792 \text{ mm}^2$$

$$z_G = \frac{2 \cdot 2 \cdot 99 \cdot \frac{99}{2}}{792} = 24,75 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{198 \cdot 2^3}{12} + 198 \cdot 2 \cdot 24,75^2 + 2 \cdot \left[\frac{2 \cdot 99^3}{12} + 99 \cdot 2 \cdot \left(\frac{99}{2} - 24,75 \right)^2 \right] = 808714,5 \text{ mm}^4$$

Βήμα 4^ο : Ενεργός διατομή

- Το κάτω πέλμα είναι υπό εφελκυσμό επομένως είναι όλο ενεργό.
- Οι δύο κορμοί βρίσκονται υπό κάμψη επομένως στο τμήμα που θλίβεται θα πρέπει να υπολογίσουμε την ενεργό διατομή.

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-24,75}{99 - 24,75} = -0,333$$

σ_2 : Το εφελκυτόμενο τμήμα (-)

σ_1 : Το θλιβόμενο τμήμα (+)

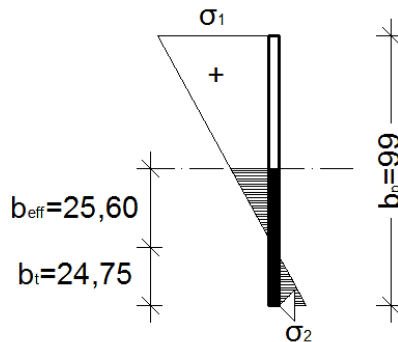
$$\sigma_1 > \sigma_2$$

$$K_\sigma = 0,57 - 0,21 \cdot y + 0,07 \cdot y^2 = 0,57 - 0,21 \cdot (-0,33) + 0,07 \cdot (-0,33)^2 = 0,65$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{99}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,65}} = 2,66$$

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_\rho} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_\rho} \right) = \frac{1}{2,66} \left(1 - \frac{0,22}{2,66} \right) = 0,34$$

$$b_{\text{eff}} = \rho \cdot b_c = 0,34 \cdot 74,25 = 25,6 \text{ mm}$$



Βήμα 5^ο : Εμβαδό ενεργού διατομής και νέο κέντρο βάρους

$$b_t + b_{\text{eff}} = 24,75 + 25,6 = 50,35 \text{ mm}$$

$$A_g = [h_p + 2 \cdot (b_t + b_{\text{eff}})] \cdot t = [198 + 2 \cdot 50,35] \cdot 2 = 597,41 \text{ mm}^2$$

$$z_G = \frac{2 \cdot 2 \cdot 50,35 \cdot \frac{50,35}{2}}{597,41} = 8,49 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{198 \cdot 2^3}{12} + 198 \cdot 2 \cdot 8,49^2 + 2 \cdot \left[\frac{2 \cdot 50,35^3}{12} + 50,35 \cdot 2 \cdot \left(\frac{50,35}{2} - 8,49 \right)^2 \right] = 127313,8 \text{ mm}^4$$

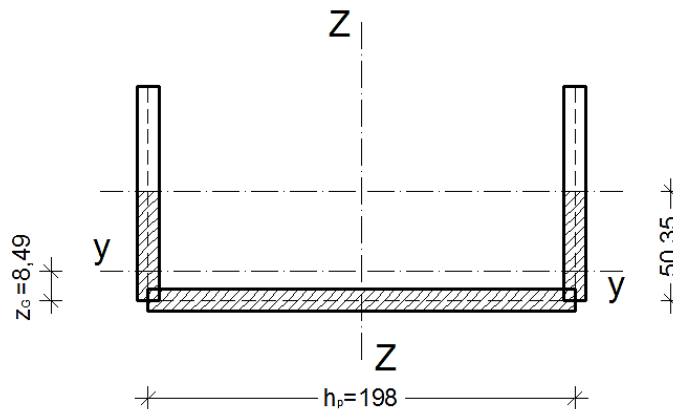
Βήμα 6^ο : Υπολογισμός Ροπής Αντοχής

$$W_{\text{eff}} = \frac{I_{\text{eff}}}{z_{\text{com}}} = \frac{127313,8}{99 - 8,49 + 1} = 1406,6 \text{ mm}^3$$

z_{com} : ύψος θλιβόμενης ζώνης

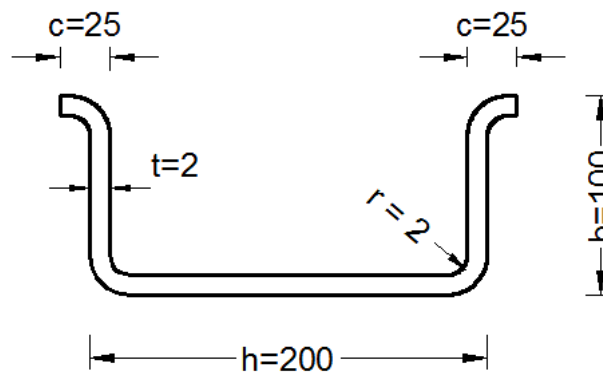
$$M_{Y,Rd} = W_{\text{eff,com}} \cdot \frac{f_{yb}}{\gamma_M} = 1406,6 \cdot \frac{355}{1,1} = 453948,18 \text{ Nmm} = 0,453 \text{ kNm}$$

$$q = \frac{8 \cdot M_{Y,Rd}}{l^2} = \frac{8 \cdot 0,453}{3^2} = 0,403 \text{ kN/m}$$



- Ομοίως για $t=3\text{mm}$, $q=1,085 \text{ kN/m}$
- Για $t=1\text{mm}$ δεν μας καλύπτει ο EC3 καθώς $b/t = 100/1 = 100 < 50$ (γεωμετρική συνθήκη) με αποτέλεσμα ο σχεδιασμός να γίνεται πειραματικά.

4.2 Επίλυση Διατομής u με απλή ακραία ενίσχυση για $t=2\text{mm}$



Δεδομένα:

$h=200\text{mm}$
 $b=100\text{mm}$
 $c=25\text{mm}$
 $t=2\text{mm}$

$r=2\text{mm}$
 $E=2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
 $F_{yb}=355 \text{ N/mm}^2$

Βήμα 1^ο: Επιρροή στρογγυλεμένων γωνιών

- $r=2\text{mm}$, $5t=10\text{mm} \Rightarrow r < 5t$
- $r/b_p = 2/(100 - 2) = 0,02 < 0,15$

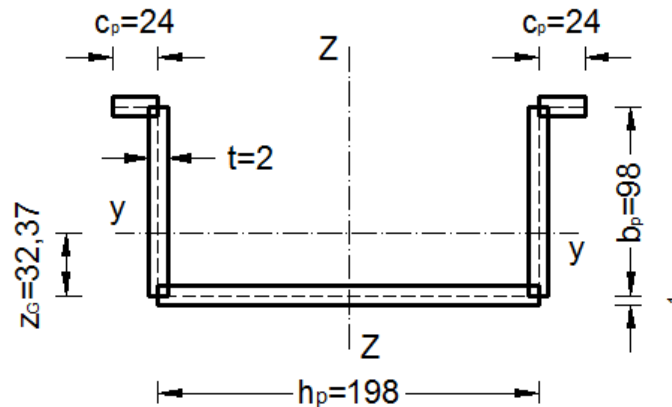
Εφόσον ικανοποιούνται οι δύο παραπάνω συνθήκες μπορούμε να παραλείψουμε την επιρροή των στρογγυλεμένων γωνιών και να θεωρήσουμε ότι η διατομή συνίσταται από επίπεδα στοιχεία με αιχμηρές γωνίες.

Βήμα 2^ο : Γεωμετρικές συνθήκες

Για να επιτευχθεί επαρκής ακαμψία και να προφυλαχθούμε από πρόωρο λυγισμό

- $b/t \leq 60 \Rightarrow 100/2 = 50 < 60$
- $c/b = 25/100 = 0,25 \Rightarrow 0,1 \leq c/b \leq 0,3$

επαρκής ακαμψία

Βήμα 3^ο : Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής

$$A_g = (h_p + 2 \cdot b_p + 2 \cdot c_p) \cdot t = (198 + 2 \cdot 98 + 2 \cdot 24) \cdot 2 = 884 \text{ mm}^2$$

$$z_G = \frac{2 \cdot 2 \cdot \left(98 \cdot \frac{98}{2} + 24 \cdot 98 \right)}{884} = 32,37 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{198 \cdot 2^3}{12} + 198 \cdot 2 \cdot 32,37^2 + 2 \cdot \left[\frac{2 \cdot 98^3}{12} + 98 \cdot 2 \cdot \left(\frac{98}{2} - 32,37 \right)^2 + \frac{24 \cdot 2^3}{12} + 24 \cdot 2 \cdot (98 - 32,37)^2 \right] = 1250741 \text{ mm}^4$$

Βήμα 4^ο : Ενεργός διατομή

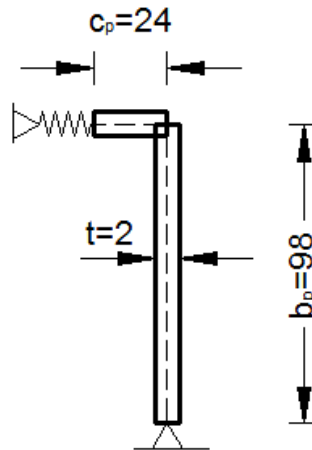
- Το κάτω πέλμα είναι υπό εφελκυσμό επομένως είναι όλο ενεργό.
- Ακραίες ενισχύσεις – άνω πέλματα

Οι απλές ακραίες ενισχύσεις για να συνεισφέρουν στην αντοχή θα πρέπει:

- $45^\circ < \varphi < 135^\circ \Rightarrow \varphi = 90^\circ$
- $c > 0,2 \cdot b_p \Rightarrow 25 > 0,2 \cdot 98 \Rightarrow 25 > 19,8$
- $b_p/t \leq 60 \Rightarrow 98/2 = 49 < 60$ (για απλό στρατζάρισμα)

επαρκής ακαμψία

Θα εφαρμόσουμε την απλουστευμένη μέθοδο που δεν απαιτεί επαναληπτική διαδικασία σύγκλισης.



$$\frac{c_p}{b_p} = \frac{24}{98} = 0,245 < 0,35 \Rightarrow K_\sigma = 0,5$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{c_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{24}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,5}} = 0,734$$

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_\rho} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_\rho} \right) = \frac{1}{0,734} \left(1 - \frac{0,22}{0,734} \right) = 0,95$$

$$c_{\text{eff}} = \rho \cdot c_p = 0,95 \cdot 24 = 22,9 \text{ mm}$$

- Κορμοί: Οι δύο κορμοί βρίσκονται υπό κάμψη επομένως στο τμήμα που θλίβεται θα πρέπει να υπολογίσουμε την ενεργό διατομή.

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-32,37}{98 - 32,37} = -0,493$$

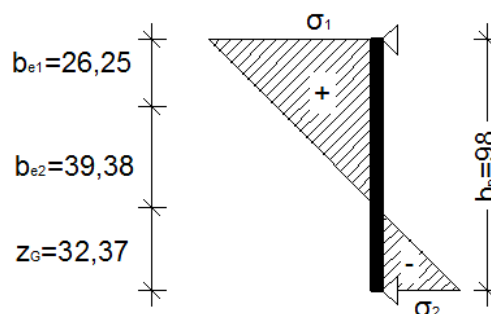
σ_2 : Το εφελκόμενο τμήμα (-)

σ_1 : Το θλιβόμενο τμήμα (+)

$$\sigma_1 > \sigma_2$$

$$K_\sigma = 7,81 - 6,92 \cdot y + 9,78 \cdot y^2 = 7,81 - 6,92 \cdot (-0,493) + 9,78 \cdot (-0,493)^2 = 13,6$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{98}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 13,6}} = 0,574 < 0,673 \Rightarrow \rho = 1$$



$$b_c = 98 - 32,37 = 65,63 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = \rho \cdot b_c = 1 \cdot 65,63 = 65,63 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = 0,6 \cdot b_{\text{eff}} = 0,6 \cdot 65,63 = 39,378 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = 0,4 \cdot b_{\text{eff}} = 0,4 \cdot 65,63 = 26,252 \text{ mm}$$

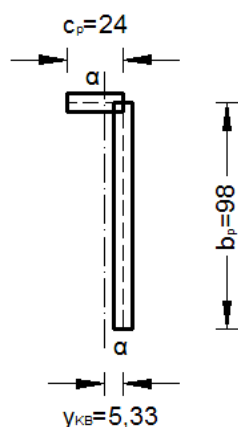
Πλήρως ενεργή η διατομή των κορμών

Βήμα 5^ο : Υπολογισμός γεωμετρικών ιδιοτήτων ενίσχυσης

$$A_s = t \cdot (b_{e1} + c_{\text{eff}}) = 2 \cdot (26,25 + 22,9) = 98,3 \text{ mm}^2$$

$$y_{\text{KB}} = \frac{22,9 \cdot 2 \cdot \frac{22,9}{2}}{98,3} = 5,33 \text{ mm}$$

$$I_s = \frac{26,25 \cdot 2^3}{12} + 26,25 \cdot 2 \cdot 5,33^2 + \frac{2 \cdot 22,9^3}{12} + 22,9 \cdot 2 \cdot \left(\frac{22,9}{2} - 5,33 \right)^2 = 5223,9 \text{ mm}^4$$



$$0,31 \cdot \left(1,5 + \frac{h}{b_p} \right) \left(\frac{f_y}{E} \right)^2 \left(\frac{b_p}{t} \right)^3 \cdot A_s^2 = 0,31 \cdot \left(1,5 + \frac{198}{98} \right) \left(\frac{355}{2,1 \cdot 10^5} \right)^2 \left(\frac{98}{2} \right)^3 \cdot 98,3^2 =$$

$$= 3545,42 < I_s = 5223,9 \text{ mm}^4$$

$$4,86 \cdot \left(1,5 + \frac{h}{b_p} \right) \left(\frac{f_y}{E} \right)^2 \left(\frac{b_p}{t} \right)^3 \cdot A_s^2 =$$

$$4,86 \cdot \left(1,5 + \frac{198}{98} \right) \left(\frac{355}{2,1 \cdot 10^5} \right)^2 \left(\frac{98}{2} \right)^3 \cdot 98,3^2 = 55583,09 > I_s = 5223,9 \text{ mm}^4$$

Άρα X=0,5

$$A_{S, \text{Red}} = 0,5 \cdot 98,3 = 49,15 \text{ mm}^2$$

$$t_{\text{Red}} = 0,5 \cdot 2 = 1 \text{ mm}$$

Βήμα 6ο : Εμβαδό ενεργού διατομής και νέο κέντρο βάρους

$$z_G + b_{e2} = 32,37 + 39,38 = 71,75 \text{ mm}$$

$$A_g = 198 \cdot 2 + 2 \cdot (71,75 \cdot 2 + 26,25 \cdot 1 + 22,9 \cdot 1) = 781,29 \text{ mm}^2$$

$$z_g = \frac{2 \cdot \left[71,75 \cdot 2 \cdot \frac{71,75}{2} + 26,25 \cdot 1 \cdot \left(98 - \frac{26,25}{2} \right) + 22,9 \cdot 1 \cdot 98 \right]}{781,29} = 24,63$$

$$I_y = \frac{198 \cdot 2^3}{12} + 198 \cdot 2 \cdot 24,63^2 + 2 \cdot \left[\frac{2 \cdot 71,75^3}{12} + 71,75 \cdot 2 \cdot \left(\frac{71,75}{2} - 24,63 \right)^2 + \frac{1 \cdot 26,25^3}{12} + 26,25 \cdot 1 \cdot \left(98 - \frac{26,25}{2} - 24,63 \right)^2 + \frac{22,9 \cdot 1^3}{12} + 22,9 \cdot 1 \cdot (98 - 24,63)^2 \right] = 839845,7 \text{ mm}^4$$

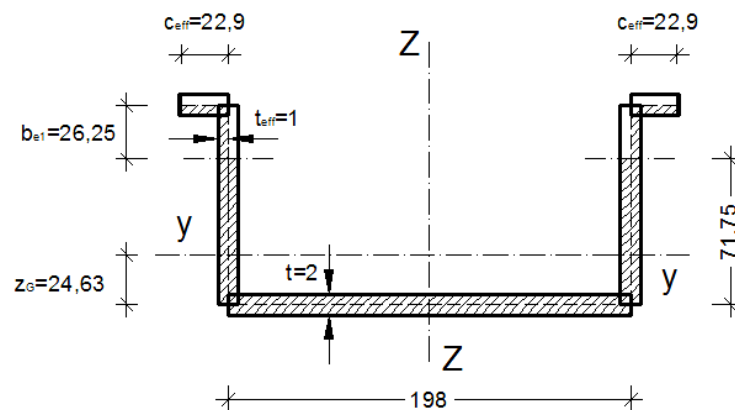
Βήμα 7ο : Υπολογισμός Ροπής Αντοχής

$$w_{eff} = \frac{I_{eff}}{z_{com}} = \frac{839845,7}{98 - 24,63} = 11446 \text{ mm}^3$$

Z_{com} : ύψος θλιβόμενης ζώνης

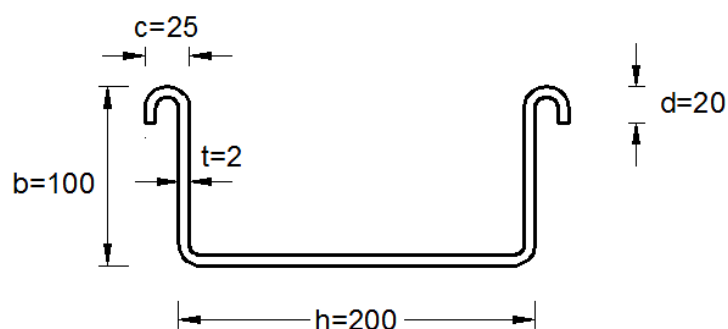
$$M_{Y,Rd} = W_{eff,com} \cdot \frac{f_{yb}}{\gamma_M} = 11446 \cdot \frac{355}{1,1} = 3693935 \text{ Nmm} = 3,69 \text{ kNm}$$

$$q = \frac{8 \cdot M_{Y,Rd}}{l^2} = \frac{8 \cdot 3,69}{3^2} = 3,284 \text{ kN/m}$$



- Ομοίως για $t=3\text{mm}$, $q=4,89 \text{ kN/m}$
- Για $t=1\text{mm}$ δεν μας καλύπτει ο EC3 καθώς $b/t = 100/1 = 100 < 60$ (γεωμετρική συνθήκη) με αποτέλεσμα ο σχεδιασμός να γίνεται πειραματικά.

4.3 Επίλυση Διατομής u με διπλή ακραία ενίσχυση για $t=2\text{mm}$



Δεδομένα:

$$h=200\text{mm}$$

$$b=100\text{mm}$$

$$c=25\text{mm}$$

$$d=20\text{mm}$$

$$t=2\text{mm}$$

$$r=2\text{mm}$$

$$E=2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{yb}=355 \text{ N/mm}^2$$

Βήμα 1^ο: Επιρροή στρογγυλεμένων γωνιών

- $r=2\text{mm}$, $5t=10\text{mm} \Rightarrow r < 5t$
- $r/b_p = 2/(100 - 2) = 0,02 < 0,15$

Εφόσον ικανοποιούνται οι δύο παραπάνω συνθήκες μπορούμε να παραλείψουμε την επιρροή των στρογγυλεμένων γωνιών και να θεωρήσουμε ότι η διατομή συνίσταται από επίπεδα στοιχεία με αιχμηρές γωνίες.

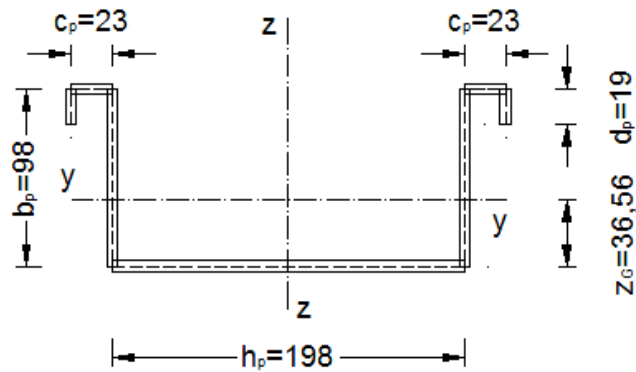
Βήμα 2^ο: Γεωμετρικές συνθήκες

Για να επιτευχθεί επαρκής ακαμψία και να προφυλαχθούμε από πρόωρο λυγισμό

- $b/t \leq 90 \Rightarrow 100/2 = 50 < 90$
- $c/b=25/100=0,25 \Rightarrow 0,1 \leq c/b \leq 0,3$
- $d/b=20/100=0,2 \Rightarrow 0,1 \leq d/b \leq 0,3$

επαρκής ακαμψία

Βήμα 3^ο: Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής



$$A_g = (h_p + 2 \cdot b_p + 2 \cdot c_p + 2 \cdot d_p) \cdot t = (198 + 2 \cdot 98 + 2 \cdot 23 + 2 \cdot 19) \cdot 2 = 956 \text{ mm}^2$$

$$z_G = \frac{2 \cdot 2 \cdot \left[98 \cdot \frac{98}{2} + 23 \cdot 98 + 19 \cdot \left(98 - \frac{19}{2} \right) \right]}{956} = 36,56 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{198 \cdot 2^3}{12} + 198 \cdot 2 \cdot 36,56^2 + 2 \cdot \left[\frac{2 \cdot 98^3}{12} + 98 \cdot 2 \cdot \left(\frac{98}{2} - 36,56 \right)^2 + \frac{23 \cdot 2^3}{12} + 23 \cdot 2 \cdot \left(98 - 36,56 \right)^2 + \frac{2 \cdot 19^3}{12} + 19 \cdot 2 \cdot \left(98 - \frac{19}{2} - 36,56 \right)^2 \right] = 1458468,4 \text{ mm}^4$$

Βήμα 4^ο : Ενεργός διατομή

- Το κάτω πέλμα είναι υπό εφελκυσμό επομένως είναι όλο ενεργό.
- Έλεγχος ενίσχυσης

Οι απλές ακραίες ενισχύσεις για να συνεισφέρουν στην αντοχή θα πρέπει:

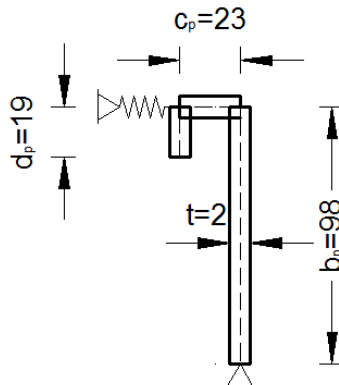
iv. $45^\circ < \varphi < 135^\circ \Rightarrow \varphi = 90^\circ$

v. $c > 0,2 \cdot b_p \Rightarrow 25 > 0,2 \cdot 98 \Rightarrow 25 > 19,8$

vi. $b_p/t \leq 90 \Rightarrow 98/2 = 49 < 90$ (για διπλό στρατζάρισμα)

επαρκής ακαμψία

Θα εφαρμόσουμε την απλουστευμένη μέθοδο που δεν απαιτεί επαναληπτική διαδικασία σύγκλισης.



Το άνω πέλιμα είναι ομοιόμορφα θλιβόμενο άρα $\psi=+1$ και $K_\sigma=4$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{c_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{23}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 4}} = 0,25$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 0,25 < 0,673 \Rightarrow \rho = 1$$

$$c_{e1} = c_{e2} = 23/2 = 11,5 \text{ mm}$$

- Για τον πρόβολο ισχύει:

$$\sigma_2 = 98 - 36,56 - 19 = 42,44$$

$$\sigma_1 = 98 - 36,56 = 61,44$$

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{42,44}{61,44} = 0,69$$

$$K_\sigma = \frac{0,578}{\Psi + 0,34} = \frac{0,578}{0,69 + 0,34} = 0,56$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{d_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{19}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,56}} = 0,549 < 0,673 \Rightarrow \rho = 1$$

$$d_{eff} = 19 \text{ mm}$$

- Ο κορμός κάμπτεται ως εσωτερικά θλιβόμενο στοιχείο

$$\sigma_2 = -36,56$$

$$\sigma_1 = 98 - 36,56 = 61,44$$

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-36,56}{61,44} = -0,595$$

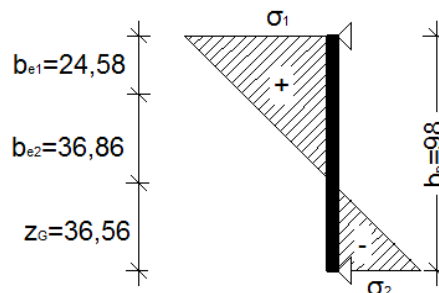
$$K_\sigma = 7,81 - 6,92 \cdot \Psi + 9,78 \cdot \Psi^2 = 7,81 - 6,92 \cdot (-0,595) + 9,78 \cdot (-0,595)^2 = 15,39$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{c_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{98}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 15,39}} = 0,54 < 0,673 \Rightarrow \rho = 1$$

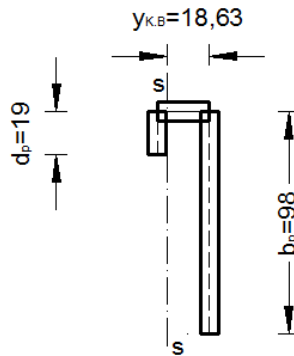
$$b_{eff} = 1 \cdot (98 - 36,56) = 61,44 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = 0,4 \cdot 61,44 = 24,58 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = 0,6 \cdot 61,44 = 36,86 \text{ mm}$$



Βήμα 5^ο : Υπολογισμός γεωμετρικών ιδιοτήτων ενίσχυσης



$$A_s = t \cdot (b_{el} + c_{eff} + d_{eff}) = 2 \cdot (24,58 + 23 + 19) = 133,15 \text{ mm}^2$$

$$y_{KB} = \frac{23 \cdot 2 \cdot \frac{23}{2} + 19 \cdot 2 \cdot 23}{133,15} = 18,63 \text{ mm}$$

$$I_s = \frac{24,58 \cdot 2^3}{12} + 24,58 \cdot 2 \cdot 18,63^2 + \frac{2 \cdot 23^3}{12} + 23 \cdot 2 \cdot \left(\frac{23}{2} - 18,63\right)^2 + \frac{19 \cdot 2^3}{12} + 19 \cdot 2 \cdot (23 - 18,63)^2 = 22197,71 \text{ mm}^4$$

$$0,31 \cdot \left(1,5 + \frac{h}{b_p}\right) \left(\frac{f_y}{E}\right)^2 \left(\frac{b_p}{t}\right)^3 \cdot A_s^2 = 0,31 \cdot \left(1,5 + \frac{198}{98}\right) \left(\frac{355}{2,1 \cdot 10^5}\right)^2 \left(\frac{98}{2}\right)^3 \cdot 133,15^2 =$$

$$= 6504,95 < I_s = 22191,71 \text{ mm}^4$$

$$4,86 \cdot \left(1,5 + \frac{h}{b_p}\right) \left(\frac{f_y}{E}\right)^2 \left(\frac{b_p}{t}\right)^3 \cdot A_s^2 = 0,31 \cdot \left(1,5 + \frac{198}{98}\right) \left(\frac{355}{2,1 \cdot 10^5}\right)^2 \left(\frac{98}{2}\right)^3 \cdot 133,15^2 =$$

$$= 101980,7 > I_s = 22191,71 \text{ mm}^4$$

Άρα $X=0,5$

$$A_{s,Red} = 0,5 \cdot 133,15 = 66,575 \text{ mm}^2$$

$$t_{Red} = 0,5 \cdot 2 = 1 \text{ mm}$$

Βήμα 6ο : Εμβαδό ενεργού διατομής και νέο κέντρο βάρους

$$z_G + b_{e2} = 36,56 + 36,86 = 73,42 \text{ mm}$$

$$A_g = 198 \cdot 2 + 2 \cdot (73,42 \cdot 2 + 24,58 \cdot 1 + 23 \cdot 1 + 19 \cdot 1) = 822,85 \text{ mm}^2$$

$$z_g = \frac{2 \cdot \left[73,42 \cdot 2 \cdot \frac{73,42}{2} + 24,58 \cdot 1 \cdot \left(98 - \frac{24,58}{2} \right) + 23 \cdot 1 \cdot 98 + 19 \cdot 1 \cdot \left(98 - \frac{19}{2} \right) \right]}{822,85} =$$

$$z_g = 27,79 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{198 \cdot 2^3}{12} + 198 \cdot 2 \cdot 27,79^2 + 2 \cdot \left[\frac{2 \cdot 73,42^3}{12} + 73,42 \cdot 2 \cdot \left(\frac{73,42}{2} - 27,79 \right)^2 + \frac{1 \cdot 24,58^3}{12} + 24,58 \cdot 1 \cdot \left(98 - \frac{24,58}{2} - 27,79 \right)^2 + \frac{23 \cdot 1^3}{12} + 23 \cdot 1 \cdot (98 - 27,79)^2 + \frac{1 \cdot 19^3}{12} + 19 \cdot 1 \cdot \left(98 - \frac{19}{2} - 27,79 \right)^2 \right] = 996613 \text{ mm}^4$$

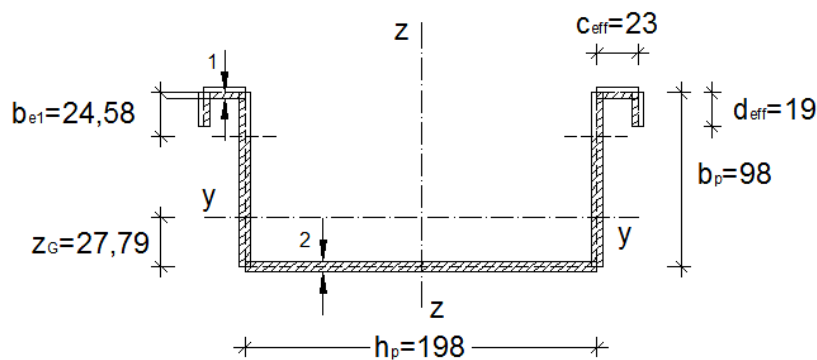
Βήμα 7^ο : Υπολογισμός Ροπής Αντοχής

$$W_{\text{eff}} = \frac{I_{\text{eff}}}{z_{\text{com}}} = \frac{996613}{98 - 27,79} = 14194,5 \text{ mm}^3$$

z_{com} : θλιβόμενη ζώνη

$$M_{Y,Rd} = W_{\text{eff,com}} \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_M} = 14194,5 \cdot \frac{355}{1,1} = 4580952,3 \text{ Nmm} = 4,58 \text{ kNm}$$

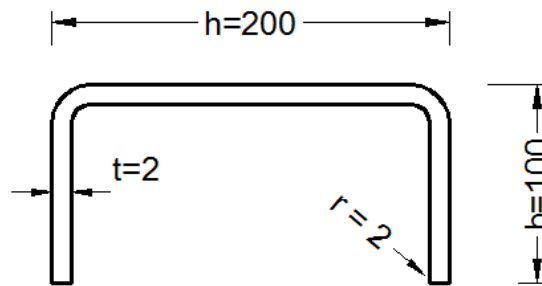
$$q = \frac{8 \cdot M_{Y,Rd}}{l^2} = \frac{8 \cdot 4,58}{3^2} = 3,284 \text{ kN/m}$$



- Ομοίως για $t=3\text{mm}$, $q=5,9138 \text{ kN/m}$
- Για $t=1\text{mm}$ δεν μας καλύπτει ο EC3 καθώς $b/t = 100/1 = 100 < 90$ (γεωμετρική συνθήκη) με αποτέλεσμα ο σχεδιασμός να γίνεται πειραματικά.

4.4 Επίλυση διατομής π χωρίς ενισχύσεις για $t=2\text{mm}$

Θα συνεχιστούν οι επιλύσεις για φορέα σχήματος π. Ουσιαστικά αντιστρέφεται η φόρτιση. Στις λεπτότοιχες διατομές η αλλαγή της καταπόνησης έχει ως αποτέλεσμα διαφορετική ενεργό διατομή, αφού θλίβονται διαφορετικά τμήματα της διατομής. Σαν συνέπεια έχει και την αλλαγή της καμπτικής αντοχής της.



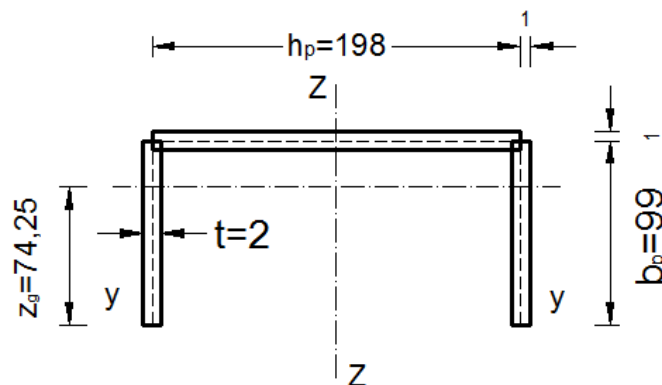
Δεδομένα:

$h=200\text{mm}$
 $b=100\text{mm}$
 $t=2\text{mm}$

$r=2\text{mm}$
 $E=2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
 $F_{yb}=355 \text{ N/mm}^2$

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά συμπίπτουν με την ανεστραμμένη διατομή. Οπότε έχουμε:

$$A_g = 792 \text{ mm}^2, I_y = 808714,5 \text{ mm}^4, z_g = 98 - 24,75 = 74,25 \text{ mm}$$



Ενεργός διατομή

- Το άνω πέλμα είναι υπό ομοιόμορφη θλίψη

$$\text{Άρα } \psi = +1, K_\sigma = 4,$$

$$\bar{\lambda}_p = 1,052 \cdot \frac{h_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{198}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 4}} = 2,141$$

$$\rho = \frac{1}{\lambda_\rho} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_\rho} \right) = \frac{1}{2,141} \left(1 - \frac{0,22}{2,141} \right) = 0,419$$

$$h_{\text{eff}} = \rho \cdot h_c = 0,419 \cdot 198 = 82,98 \text{ mm}$$

$$h_{e1} = h_{e2} = \frac{1}{2} \cdot 82,98 = 41,49 \text{ mm}$$

- Οι δύο κορμοί βρίσκονται υπό κάμψη επομένως στο τμήμα που θλίβεται θα πρέπει να υπολογίσουμε την ενεργό διατομή.

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-74,25}{24,75} = -3$$

$$K_\sigma > 23,8$$

$$\rho = 1$$

$$b_{\text{eff}} = \rho \cdot b_t = 1 \cdot 74,25 = 74,25 \text{ mm}$$

Βήμα 5^ο: Εμβαδό ενεργού διατομής και νέο κέντρο βάρους

$$A_g = [h_{\text{eff}} + 2 \cdot (b_{\text{eff}} + b_t)] \cdot t = (82,98 + 2 \cdot 99) \cdot 2 = 561,95 \text{ mm}^2$$

$$y_g = \frac{2 \cdot 99 \cdot 2 \cdot \frac{99}{2} + 2 \cdot 82,98 \cdot 99}{561,95} = 64,12 \text{ mm}$$

$$I_y = 2 \left(\frac{2 \cdot 99^3}{12} + 2 \cdot 99 \cdot \left(64,12 - \frac{99}{2} \right)^2 \right) + \frac{82,98 \cdot 2^3}{12} + 2 \cdot 82,98 \cdot (99 - 64,12)^2 =$$

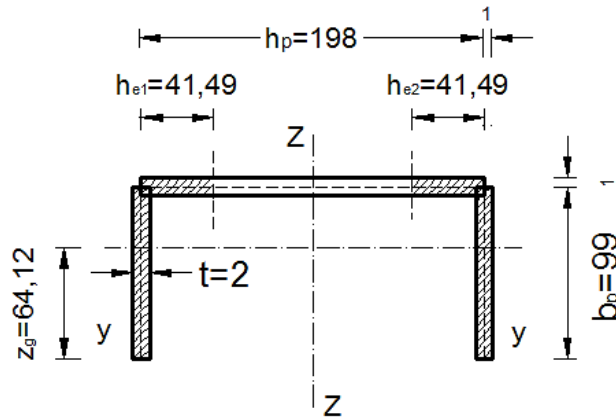
$$= 610030,19 \text{ mm}^4$$

Βήμα 6^ο: Υπολογισμός Ροπής Αντοχής

$$w_{\text{eff}} = \frac{I_y}{z_{\text{com}}} = \frac{610030,19}{99 - 64,12} = 17488,39 \text{ mm}^3$$

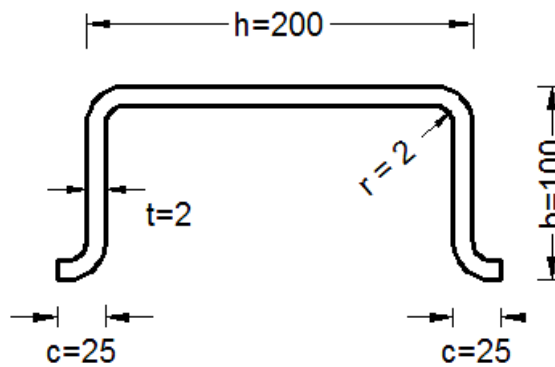
$$M_{y,Rd} = w_{\text{eff}} \cdot f_{yd} = 17488,39 \cdot \frac{355}{1,1} = 5643980,17 \text{ Nmm} = 5,64 \text{ kNm}$$

$$q = \frac{8 \cdot M_{y,Rd}}{l^2} = \frac{8 \cdot 5,64}{3^2} = 5,016 \text{ kN/m}$$



- Ομοίως για $t=3\text{mm}$, $q=9,4107\text{ kN/m}$
- Για $t=1\text{mm}$ δεν μας καλύπτει ο EC3 καθώς $b/t = 100/1 = 100 < 50$ (γεωμετρική συνθήκη) με αποτέλεσμα ο σχεδιασμός να γίνεται πειραματικά.

4.5 Επίλυση διατομής π με απλές ακραίες ενισχύσεις για $t=2\text{mm}$

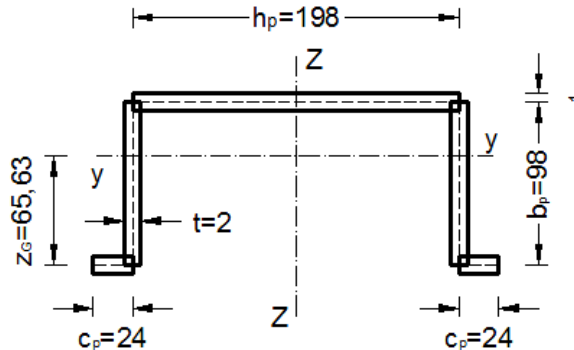


Δεδομένα:

$h=200\text{mm}$
 $b=100\text{mm}$
 $c=25\text{mm}$
 $t=2\text{mm}$
 $r=2\text{mm}$
 $E=2,1 \cdot 10^5\text{ N/mm}^2$
 $F_{yb}=355\text{ N/mm}^2$

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά συμπίπτουν με την ανεστραμμένη διατομή. Οπότε έχουμε:

$$A_g = 884 \text{ mm}^2, z_g = 98 - 32,37 = 65,63 \text{ mm}, I_y = 1250741 \text{ mm}^4$$



Ενεργός διατομή

- Τα κάτω πέλαμα-ενισχύσεις εφελκούνται άρα είναι και πλήρως ενεργές
- Το άνω πέλαμα είναι υπό ομοιόμορφη θλίψη

$$\text{Άρα } \psi = +1, K_\sigma = 4,$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{h_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{198}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 4}} = 2,141$$

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_\rho} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_\rho} \right) = \frac{1}{2,141} \left(1 - \frac{0,22}{2,141} \right) = 0,419$$

$$h_{\text{eff}} = \rho \cdot h_c = 0,419 \cdot 198 = 82,98 \text{ mm}$$

$$h_{e1} = h_{e2} = \frac{1}{2} \cdot 82,98 = 41,49 \text{ mm}$$

- Οι δύο κορμοί βρίσκονται υπό κάμψη επομένως στο τμήμα που θλίβεται θα πρέπει να υπολογίσουμε την ενεργό διατομή.

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-65,63}{32,37} = -2,03$$

$$K_\sigma = 5,98 \cdot (1 - \Psi)^2 = 5,98 \cdot [1 - (-2,03)]^2 = 54,81$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{98}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 54,81}} = 0,29 < 0,673$$

$$\rho = 1, b_{\text{eff}} = \rho b_c = 1 \cdot 32,37 = 32,37 \text{ mm}$$

Εμβαδό ενεργού διατομής και νέο κέντρο βάρους

$$A_g = (h_{\text{eff}} + 2 \cdot b_p + 2 \cdot c_p) \cdot t = (82,98 + 2 \cdot 98 + 2 \cdot 24) \cdot 2 = 653,96 \text{ mm}^2$$

$$y_g = \frac{2 \cdot 98 \cdot 2 \cdot \frac{98}{2} + 82,98 \cdot 2 \cdot 98}{653,96} = 54,24 \text{ mm}$$

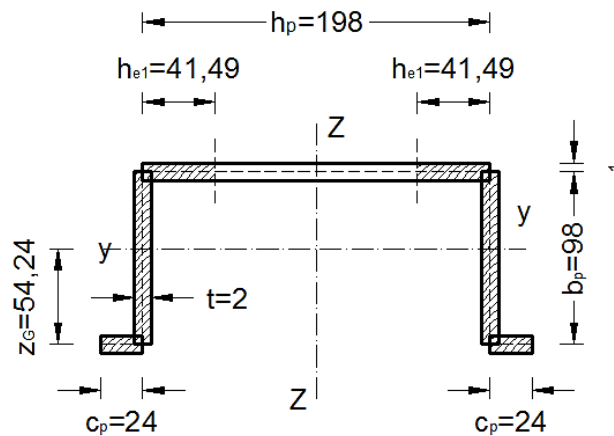
$$I_y = 2 \cdot \left[\frac{24 \cdot 2^3}{12} + 24 \cdot 2 \cdot 54,24^2 + \frac{2 \cdot 98^3}{12} + 2 \cdot 98 \cdot \left(54,24 - \frac{98}{2} \right)^2 \right] + \frac{82,89 \cdot 2^3}{12} + 82,98 \cdot 2 \cdot (98 - 54,24)^2 = 924798,2 \text{ mm}^4$$

Υπολογισμός Ροπής Αντοχής

$$w_{\text{eff}} = \frac{I_y}{z_{\text{com}}} = \frac{924798,2}{98 - 54,24 + 2/2} = 20661,91 \text{ mm}^3$$

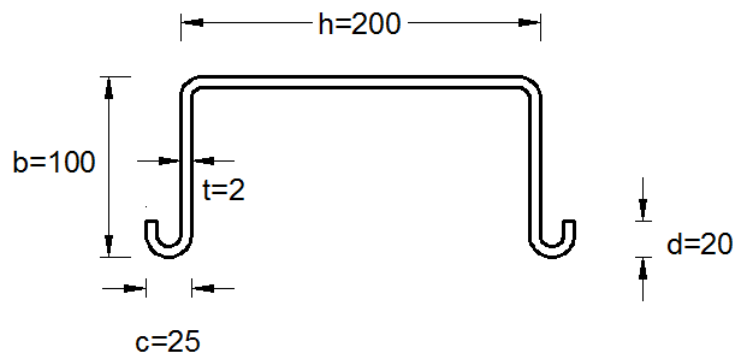
$$M_{y,Rd} = w_{\text{eff}} \cdot f_{yd} = 20661,91 \cdot \frac{355}{1,1} = 6668161,9 \text{ Nmm} = 6,67 \text{ kNm}$$

$$q = \frac{8 \cdot M_{y,Rd}}{l^2} = \frac{8 \cdot 6,67}{3^2} = 5,927 \text{ kN/m}$$



- Ομοίως για $t=3\text{mm}$, $q=10,75 \text{ kN/m}$
- Για $t=1\text{mm}$ δεν μας καλύπτει ο EC3 καθώς $b/t = 100/1 = 100 < 60$ (γεωμετρική συνθήκη) με αποτέλεσμα ο σχεδιασμός να γίνεται πειραματικά.

4.6 Επίλυση διατομής π με διπλή ακραία ενίσχυση για $t=2\text{mm}$



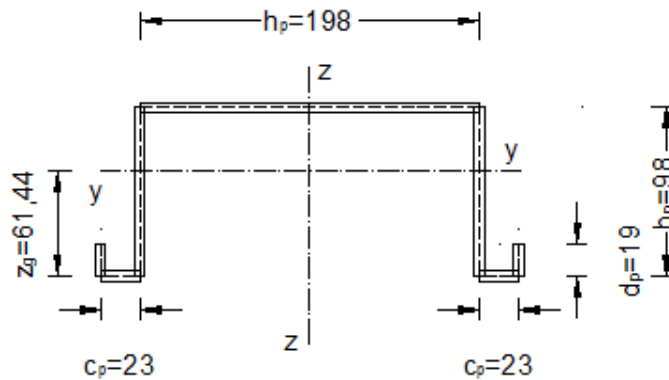
Δεδομένα:

$$\begin{aligned} h &= 200 \text{ mm} \\ b &= 100 \text{ mm} \\ c &= 25 \text{ mm} \\ d &= 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t &= 2 \text{ mm} \\ r &= 2 \text{ mm} \\ E &= 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \\ F_{yb} &= 355 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά συμπίπτουν με την ανεστραμμένη διατομή. Οπότε έχουμε:

$$A_g = 956 \text{ mm}^2, y_g = 61,44 \text{ mm}, I_y = 1458468 \text{ mm}^4$$



Ενεργός διατομή

- Τα κάτω πέλατα-ενισχύσεις εφελκύνονται άρα είναι και πλήρως ενεργές
- Το άνω πέλαμα είναι υπό ομοιόμορφη θλίψη

$$\text{Άρα } \psi = +1, K_\sigma = 4,$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{h_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{198}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 4}} = 2,141$$

$$\rho = \frac{1}{\lambda_\rho} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_\rho} \right) = \frac{1}{2,141} \left(1 - \frac{0,22}{2,141} \right) = 0,419$$

$$h_{\text{eff}} = \rho \cdot h_c = 0,419 \cdot 198 = 82,98 \text{ mm}$$

$$h_{e1} = h_{e2} = \frac{1}{2} \cdot 82,89 = 41,49 \text{ mm}$$

- Οι δύο κορμοί βρίσκονται υπό κάμψη επομένως στο τμήμα που θλίβεται θα πρέπει να υπολογίσουμε την ενεργό διατομή.

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-61,44}{36,56} = -1,68$$

$$K_\sigma = 5,98 \cdot (1 - \psi)^2 = 5,98 \cdot (1 + 1,68)^2 = 42,971$$

$$\bar{\lambda}_\rho = 1,052 \cdot \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot K_\sigma}} = 1,052 \cdot \frac{98}{2} \sqrt{\frac{355}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 42,971}} = 0,32 < 0,673$$

$$\rho = 1, b_{eff} = \rho b_c = 1 \cdot 36,56 = 36,56 \text{ mm}$$

Εμβαδό ενεργού διατομής και νέο κέντρο βάρους

$$A_g = [h_{eff} + 2 \cdot (b_{eff} + b_t + c_p + d_p)] \cdot t = [82,98 + 2 \cdot (98 + 23 + 19)] \cdot 2 = 725,95 \text{ mm}^2$$

$$y_g = \frac{2 \cdot \left(19 \cdot 2 \cdot \frac{19}{2} + 98 \cdot 2 \cdot \frac{98}{2} \right) + 82,98 \cdot 2 \cdot 98}{725,95} = 49,86 \text{ mm}$$

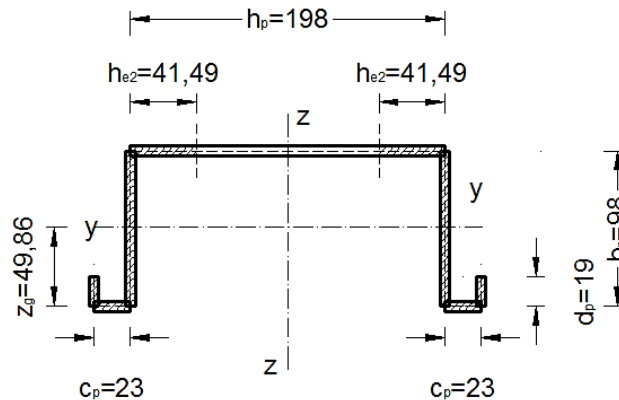
$$I_y = 2 \cdot \left[\frac{2 \cdot 19^3}{12} + 19 \cdot 2 \cdot \left(49,86 - \frac{19}{2} \right)^2 + \frac{24 \cdot 2^3}{12} + 24 \cdot 2 \cdot 49,86^2 + \frac{2 \cdot 98^3}{12} + 2 \cdot 98 \cdot \left(49,86 - \frac{98}{2} \right)^2 \right] + \frac{82,98 \cdot 2^3}{12} + 82,98 \cdot 2 \cdot (98 - 49,86)^2 = 1053491 \text{ mm}^4$$

Υπολογισμός Ροπής Αντοχής

$$w_{eff} = \frac{I_y}{z_{com}} = \frac{1053491}{98 - 49,86 + 2 / 2} = 21436,96 \text{ mm}^3$$

$$M_{y,Rd} = w_{eff} \cdot f_{yd} = 21436,96 \cdot \frac{355}{1,1} = 6149591,4 \text{ Nmm} = 6,92 \text{ kNm}$$

$$q = \frac{8 \cdot M_{y,Rd}}{l^2} = \frac{8 \cdot 6,92}{3^2} = 6,15 \text{ kN/m}$$



- Ομοίως για $t=3\text{mm}$, $q=11,147 \text{ kN/m}$
- Για $t=1\text{mm}$ δεν μας καλύπτει ο EC3 καθώς $b/t = 100/1 = 100 < 90$ (γεωμετρική συνθήκη) με αποτέλεσμα ο σχεδιασμός να γίνεται πειραματικά.

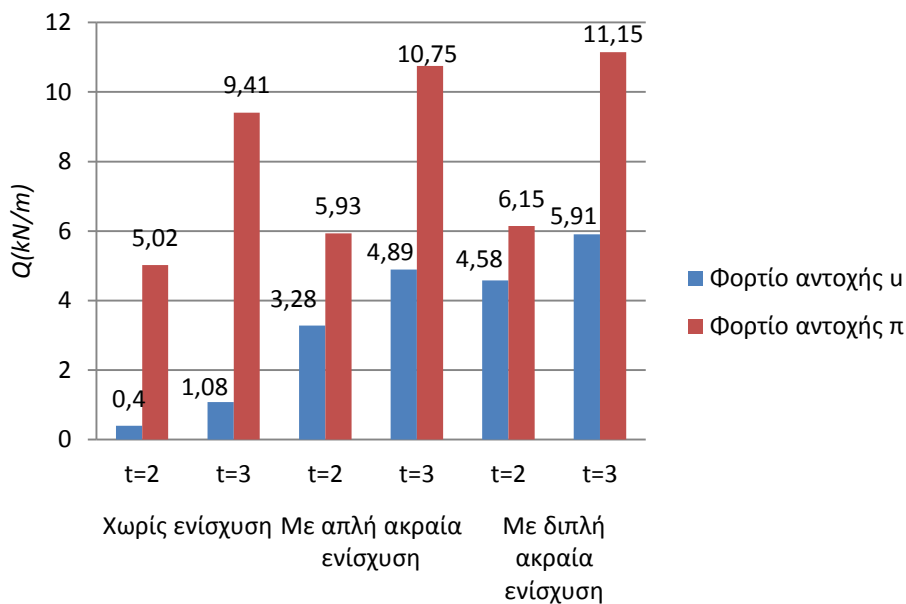
4.7 Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων

Πίνακας 4.1 Πίνακας αποτελεσμάτων των επιλύσεων σύμφωνα με τις διατάξεις του EC3

Διατομή	Πάχος t (mm)	Φορτίο αντοχής u kN/m	Φορτίο αντοχής π kN/m
Χωρίς ενίσχυση	2	0,40	5,02
	3	1,08	9,41
Με απλή ακραία ενίσχυση	2	3,28	5,93
	3	4,89	10,75
Με διπλή ακραία ενίσχυση	2	4,58	6,15
	3	5,91	11,15

Αυτό που διαπιστώνουμε είναι η μεγαλύτερη αντοχή της ανεστραμμένης διατομής τύπου u. Επίσης η αύξηση του πάχους στη διατομή Π μας δίνει μεγαλύτερες αντοχές αναλογικά με τη u.

Γράφημα 4.1 Συγκεντρωτικός πίνακας επιλύσεων με τις διατάξεις του EC3



Κεφάλαιο 5

Επίλυση με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων

Το Femap είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που μας επιτρέπει να εκτελούμε αναλύσεις μηχανικού γρήγορα και με αξιοπιστία. Το Femap μας δίνει τη δυνατότητα ανάπτυξης και προσομοίωσης μοντέλων με σκοπό τη μελέτη της εντατικής και θερμοκρασιακής τους κατάστασης. Με εύκολη πρόσβαση σε εργαλεία CAD, η παραγωγικότητα των εργασιών αυξάνεται δραματικά.

Μέσα από τη βιβλιοθήκη του Femap μπορούμε να έχουμε πληθώρα διατομών και υλικών. Ακόμη μας παρέχει εργαλεία διακριτοποίησης των στοιχείων και επιβολής συνοριακών συνθηκών. Μέσα από την αυτόματη μετατροπή γεωμετρικών μοντέλων σε τρισδιάστατα δίκτυα κόμβων και στοιχείων γίνεται εφικτή η επίλυση. Το Femap είναι συμβατό με πάνω από 20 προγράμματα επίλυσεων. Ένα από αυτά είναι και το Nastran.

5.1 Περιγραφή μοντέλου που εισάγαμε στο πρόγραμμα πεπερασμένων

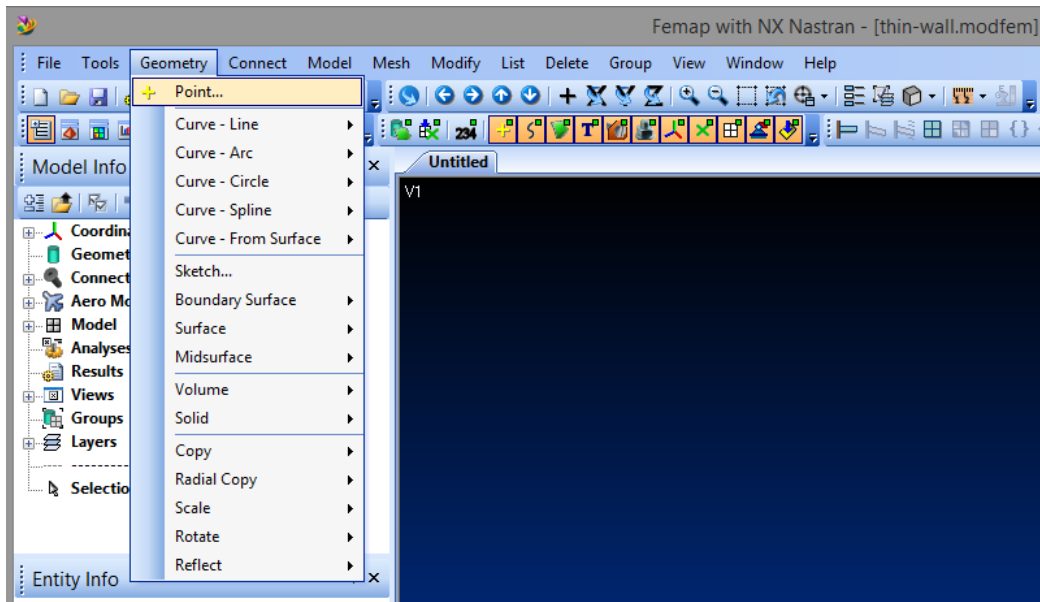
Στην παρούσα μελέτη εξετάστηκαν 18 φορείς, μήκους $l=3000$ mm με μορφή διατομών u και π . Οι φορείς εξετάστηκαν χωρίς, με απλή και διπλή ακραία ενίσχυση. Η ανάλυση έγινε με χρήση τετραεδρικών πεπερασμένων στοιχείων.

Αρχικά αποθηκεύουμε την εργασία μας με «*File* → *Save As*» προσέχοντας τόσο το όνομα του αρχείου όσο και τα ονόματα του φακέλου που θα αποθηκεύσουμε να είναι στα Αγγλικά.

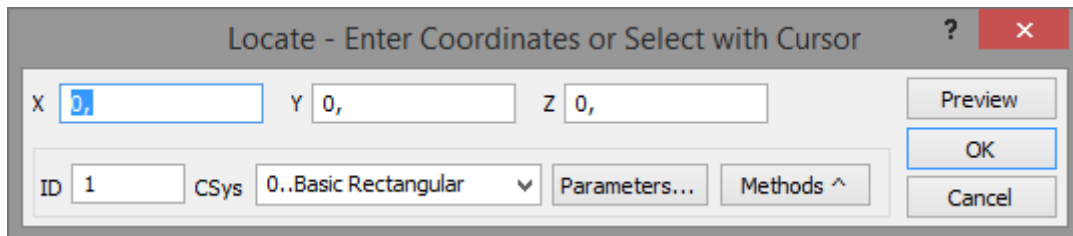
Το μέλος αποτελείται από τον κορμό, τα πέλματα και τις ακραίες ενισχύσεις των πελμάτων. Οι ενισχύσεις προστίθενται για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του μέλους και της τοπικής ακαμψίας του. Για μέλος χωρίς ενισχύσεις, η προσομοίωση γίνεται δημιουργώντας τρεις επιφάνειες εκ των οποίων οι δυο είναι παράλληλες μεταξύ τους και αφορούν τους κορμούς της διατομής, ενώ η τρίτη είναι κάθετη στα πέλματα και αφορά το πέλμα. Η προσομοίωση ενός μέλους με ακραίες ενισχύσεις γίνεται με τις επιφάνειες που προαναφέρθηκαν συν άλλες δυο επιφάνειες που η καθεμία είναι κάθετη σε κάθε κορμό αντίστοιχα και αφορούν τις ενισχύσεις.

5.2 Εισαγωγή Γεωμετρίας Φορέα

Τα δεδομένα για τη δημιουργία της γεωμετρίας του φορέα εισάγονται ως εξής: Από το μενού «*Geometry*» επιλέγεται η εντολή «*Point*». Στο πλαίσιο διαλόγου που εμφανίζεται εισάγουμε τις συντεταγμένες X , Y , Z για κάθε σημείο. (Σχήμα 5.1 & Σχήμα 5.2)



Σχήμα 5.1 Μενού σχεδιασμού φορέα



Σχήμα 5.2 Εισαγωγή συντεταγμένων γεωμετρίας

Γεωμετρικές συντεταγμένες διατομών:

Χωρίς ενισχύσεις:

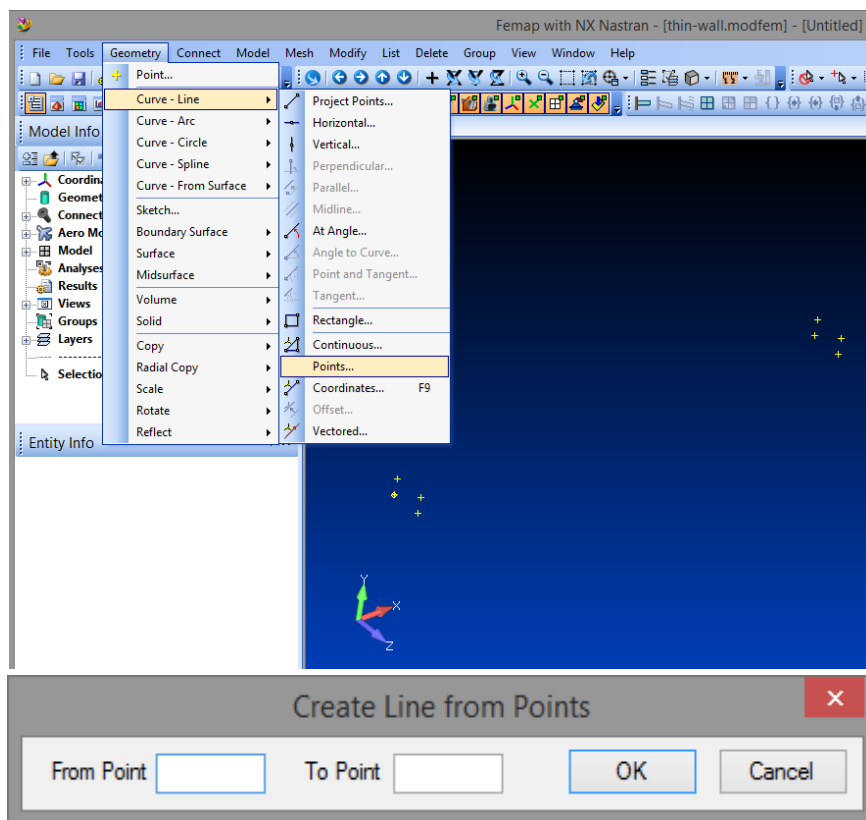
Με απλή ακραία ενίσχυση:

Με διπλή ακραία ενίσχυση:

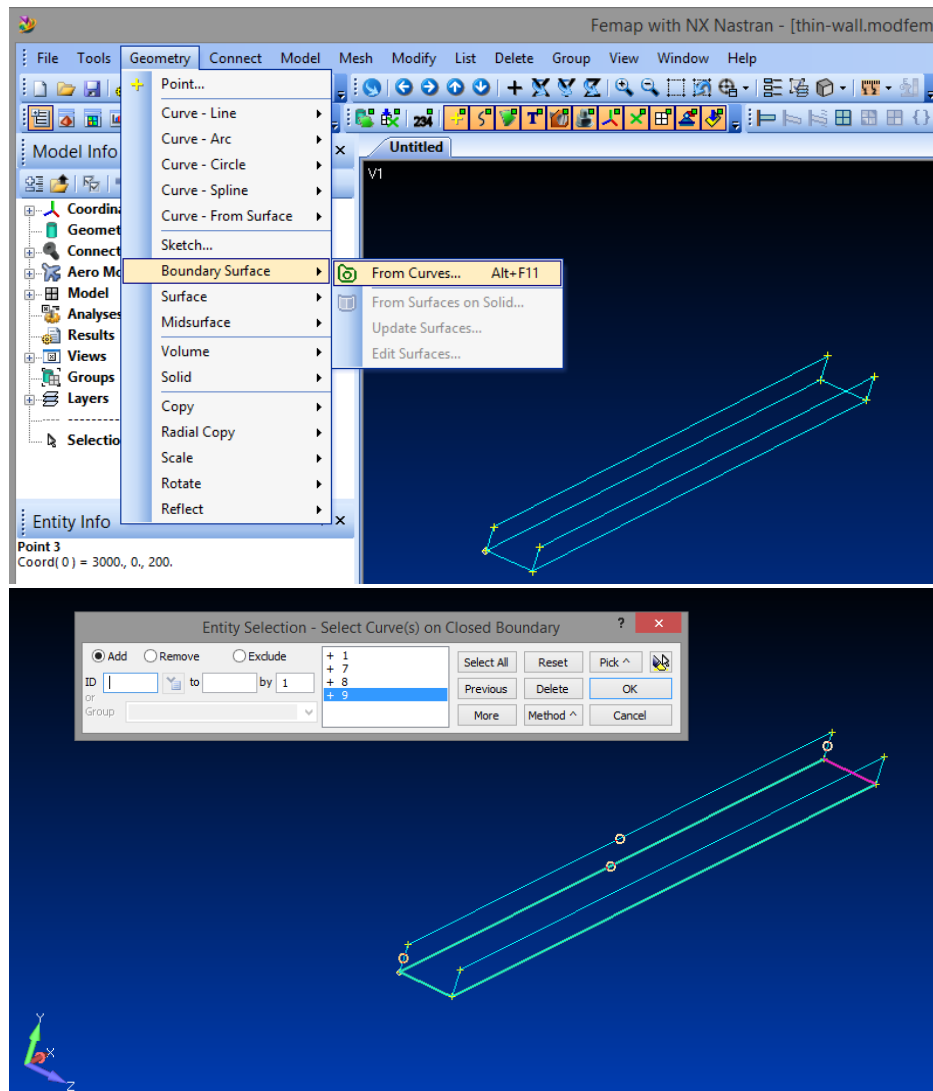
1 (0, 0, 0)	1 (0, 100, 0)	1 (0, 80, 0)
2 (3000, 0, 0)	2 (3000, 100, 0)	2 (3000, 80, 0)
3 (3000, 0, 200)	3 (3000, 100, 25)	3 (3000, 100, 0)
4 (0, 0, 200)	4 (0, 100, 25)	4 (0, 100, 0)
5 (0, 100, 200)	5 (0, 0, 25)	5 (0, 100, 25)
6 (3000, 100, 200)	6 (3000, 0, 25)	6 (3000, 100, 25)
7 (0, 100, 0)	7 (3000, 0, 225)	7 (3000, 0, 25)
8 (3000, 100, 0)	8 (0, 0, 225)	8 (0, 0, 25)
	9 (0, 100, 225)	9 (0, 0, 225)
	10 (3000, 100, 225)	10 (3000, 0, 225)
	11 (3000, 100, 250)	11 (3000, 100, 225)
	12 (0, 100, 250)	12 (0, 100, 225)
		13 (0, 100, 250)
		14 (3000, 100, 250)
		15 (3000, 80, 250)
		16 (0, 80, 250)

Έχοντας ορίσει τα ακραία σημεία του φορέα, μπορούμε να προχωρήσουμε στην σχεδίαση των γραμμών που θα συνδέσουν αυτά τα σημεία που ορίστηκαν προηγουμένως. Έτσι ο φορέας θα αποκτήσει μια πρώτη μορφή. Από το μενού «Geometry» επιλέγεται η εντολή «Curve – Line» και στο πλαίσιο διαλόγου που εμφανίζεται ορίζουμε τα ακραία σημεία που θέλουμε να ενωθούν με μια γραμμή. (Σχήμα 5.3)

Τέλος, από το μενού «Geometry» επιλέγεται η εντολή «Boundary Surface» και έπειτα η εντολή «From Curves» με την οποία ορίζουμε τις επιφάνειες του φορέα επιλέγοντας τις τέσσερις γραμμές που τις οριοθετούν. Με τον ορισμό των επιφανειών ολοκληρώνεται το σχεδιαστικό κομμάτι της εργασίας.



Σχήμα 5.3 Σχεδίαση ακμών διατομής



Σχήμα 5.4 Επιλογή ακμών που ορίζουν κάθε επιφάνεια

5.3 Προσδιορισμός Ιδιοτήτων Υλικού

Το FEMAP v10 υποστηρίζει επτά τύπους υλικών , ώστε να μπορούν να προσομοιωθούν διάφορα υλικά ανάλογα με τις ιδιότητες τους. Συγκεκριμένα υποστηρίζονται:

1. τα ισοτροπικά υλικά (isotropic) των οποίων οι ιδιότητες έχουν ίδια τιμή και κατά τις τρεις διαστάσεις του χώρου
2. τα ορθότροπα υλικά με διαφορετικές ιδιότητες σε δυο και τρεις διαστάσεις (2D orthotropic ή 3D orthotropic)
3. τα ανισότροπα υλικά , με διαφορετικές ιδιότητες σε δυο και τρεις διαστάσεις (2D anisotropic ή 3D anisotropic)
4. τα υπερελαστικά υλικά (hyperelastic)

Z)μια κατηγορία « άλλα υλικά » η οποία υποστηρίζει 85 υλικά όπως ελαστικά, αφρώδη, βισκοελαστικά κ.λ.π

Στο βήμα αυτό εισάγονται οι ιδιότητες του χάλυβα S355MC, απο τον οποίο αποτελούνται όλα τα μέλη της δοκού. Από το μενού «Model» επιλέγεται η εντολή

«Material» (Σχήμα 5.5). Στην οθόνη εμφανίζεται ένα παράθυρο διαλόγου, που είναι ρυθμισμένο εξ' αρχής να αφορά ισότροπο υλικό (isotropic material). Σε τέσσερις υποπεριοχές ζητείται να καθοριστούν τα χαρακτηριστικά του υλικού, το οποίο αποθηκεύεται στη μνήμη του αρχείου με έναν αύξοντα αριθμό (ID) που φαίνεται στο άνω αριστερά άκρο του παραθύρου. Σε μια από τις υποπεριοχές ζητείται να καθοριστούν οι ελαστικές σταθερές του υλικού και συγκεκριμένα το μέτρο ελαστικότητας E (Youngs Modulus), το μέτρο διάτμησης G (Shear Modulus) και ο λόγος Poisson ν (Poisson's ratio) στην πρώτη και οι αντοχές σε εφελκυσμό (Tension), θλίψη (Compression) και διάτμηση (Shear) στην τρίτη. Ορισμένες ιδιότητες όπως οι τελευταίες και εκείνες της δεύτερης. Ακόμη αν συμπληρώσουμε το E,ν το G συμπληρώνεται αυτόματα από τη σχέση:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (5.1)$$

Το πρόγραμμα διαθέτει επίσης βιβλιοθήκη δεδομένων με αποθηκευμένα χαρακτηριστικά διαφόρων υλικών, τα οποία ο χρήστης μπορεί να επιλέξει με το πλήκτρο «Load». Με το πλήκτρο «Save» μπορεί ακόμη να αποθηκεύσει στη βιβλιοθήκη του προγράμματος τα δικά του υλικά για μελλοντική χρήση. Το πρόγραμμα δίνει μεγάλη ελευθερία στον καθορισμό των μονάδων. Οι μονάδες μέτρησης με τις οποίες θα εισαχθούν οι σταθερές του υλικού καθορίζουν τις μονάδες σε ολόκληρη τη προσομοίωση και ανάλυση.

Η εισαγωγή της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών γίνεται στην καρτέλα «Nonlinear». Στο νέο παράθυρο διαλόγου που ανοίγει (Σχήμα 5.6) δίνεται η δυνατότητα καθορισμού τριών ειδών μη γραμμικής συμπεριφοράς υλικού:

- Μη γραμμικού ελαστικού (Nonlinear Elastic)
- Γραμμικά ελαστικού – γραμμικά κρατυνόμενου υλικού (Elasto- Plastic Bi- Linear)
- Γραμμικά ελαστικού – απολύτως πλαστικού υλικού (Plastic)

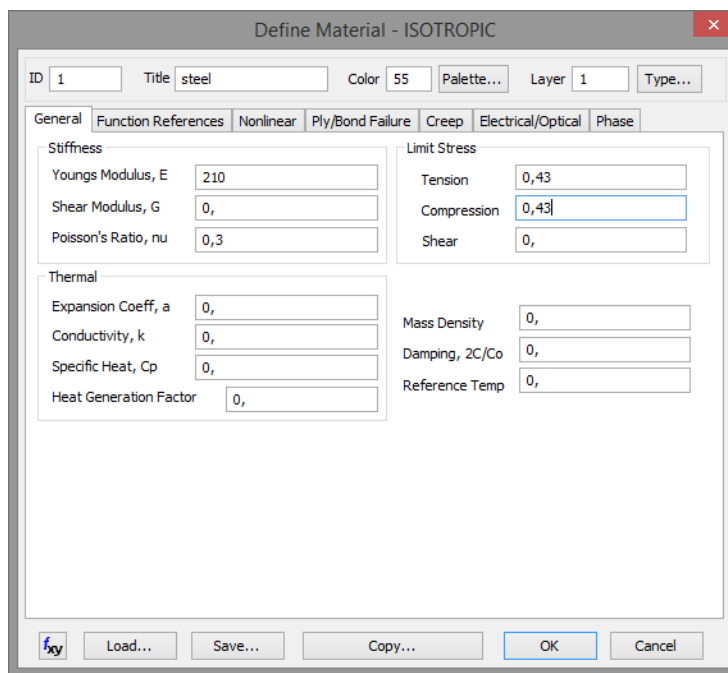
Τα ελαστο-πλαστικά υλικά ακολουθούν γραμμικό μετελαστικό κλάδο με μέτρο πλαστικότητας $H = E_T / (1 - E_T / E)$. Έχουμε τέσσερα κριτήρια αστοχίας von Mises, Tresca, Mohr-Coulomb και Drucker-Prager. Επιλέγουμε το von Mises. Η προσομοίωση του χάλυβα της δοκού γίνεται με τη δεύτερη κατηγορία των ελαστικά γραμμικών – γραμμικά κρατυνόμενων υλικών και τα ζητούμενα χαρακτηριστικά είναι τρία:

1. Το κριτήριο αστοχίας που επιλέγεται μεταξύ των τεσσάρων διατιθέμενων από το πρόγραμμα (Von Mises, Tresca, Mohr – Coulomb και Drucker Prager)
2. Η τάση διαρροής του υλικού (Initial Yield Stress) και
3. Το μέτρο κράτυνσης (Plasticity Modulus, H)

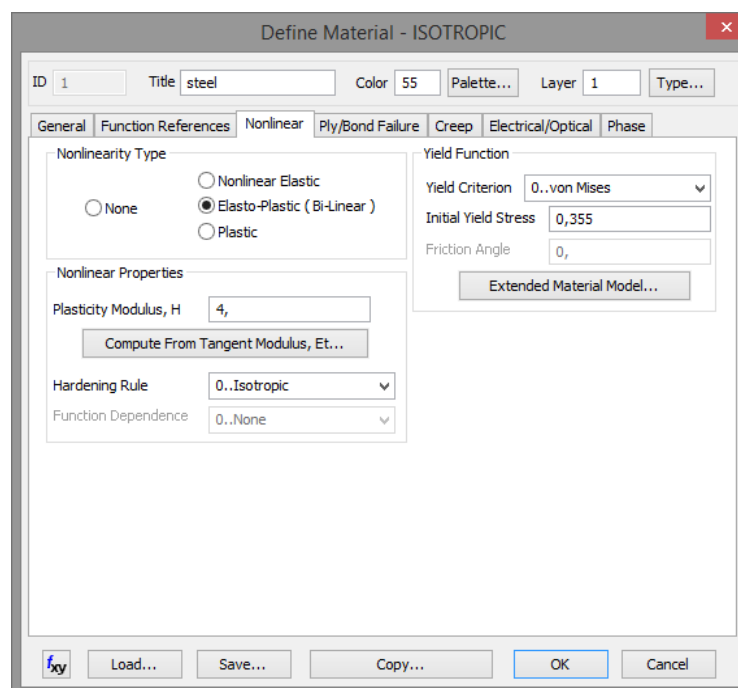
Υπάρχει ακόμη από το πρόγραμμα η δυνατότητα εισαγωγής του ακριβούς διαγράμματος τάσεων – παραμορφώσεων του υλικού με τη μορφή συνάρτησης (Function) και χρήση του στις περιπτώσεις των μη γραμμικά ελαστικών και γραμμικά ελαστικών – απολύτως πλαστικών υλικών.

S355

Μέτρο Ελαστικότητας:	$E=210 \text{ kN/mm}^2$
Λόγος Poisson :	$\nu=0,3$
Αντοχή σε Εφελκυσμό:	$0,43 \text{ kN/mm}^2$
Αντοχή σε Θλίψη:	$0,43 \text{ kN/mm}^2$
Μέτρο Κράτυνσης:	4 kN/mm^2
Κριτήριο Αστοχίας:	Von Mises
Τάση διαρροής:	$0,355 \text{ kN/mm}^2$



Σχήμα 5.5 Προσδιορισμός των ελαστικών ιδιοτήτων του υλικού



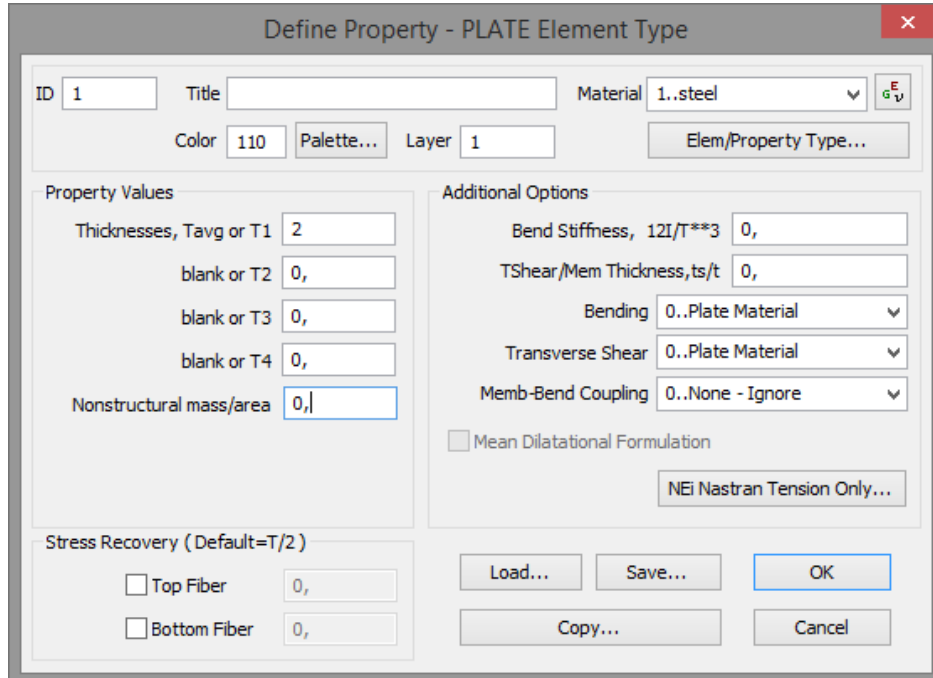
Σχήμα 5.6 Εισαγωγή μη γραμμικών ιδιοτήτων του υλικού

5.4 Καθορισμός τύπου στοιχείων

Το πρόγραμμα υποστηρίζει γραμμικά (Line Elements), επιφανειακά (Plane Elements), χωρικά (Volume Elements) πεπερασμένα στοιχεία, καθώς και κάποια άλλα ειδικής μορφής στοιχεία όπως συγκεντρωμένες μάζες. Η δοκός προσομοιώνεται με επίπεδα τετραπλευρικά πεπερασμένα στοιχεία με ιδιότητες πλάκας (plate), δηλαδή επίπεδα στοιχεία που έχουν τη δυνατότητα να κάμπτονται. Για τον καθορισμό του τύπου των στοιχείων ακολουθείται η εξής διαδικασία:

Από το μενού «Model» επιλέγεται η εντολή «Property», οπότε στην οθόνη εμφανίζεται το παράθυρο διαλόγου (Σχήμα 5.7), ρυθμισμένο εξ' αρχής στα επίπεδα καμπτόμενα στοιχεία πλάκας (Plate Element Type). Όπως και στην περίπτωση των υλικών, κάθε διατομή που δημιουργείται λαμβάνει έναν αύξοντα αριθμό (ID) και ονομάζεται κατάλληλα.

Τα μόνα στοιχεία που χρειάζεται να καθοριστούν για κάθε διατομή αυτού του είδους είναι το πάχος της (στο πεδίο T1) και το υλικό από το οποίο αποτελείται (για το λόγο αυτό πρέπει ο καθορισμός υλικού να προηγείται εκείνου των διατομών). Στην περίπτωση που δεν είναι ισοπαχές το στοιχείο σε ολόκληρη την έκταση του υπάρχει η δυνατότητα να δοθεί το πάχος σε κάθε γωνία του ξεχωριστά πληκτρολογώντας εκτός από την T1 και τις τιμές T2, T3 και T4. Υπενθυμίζεται πως οι διαστάσεις προσομοίωσης εισάγονται σε mm, αφού οι μονάδες προσομοίωσης έχει προαποφασιστεί να είναι τα kN και τα mm. Στην παρούσα εργασία το πάχος της διατομής είναι σταθερό σε όλες τις επιφάνειες και ίσο με 1,2,3mm. kN

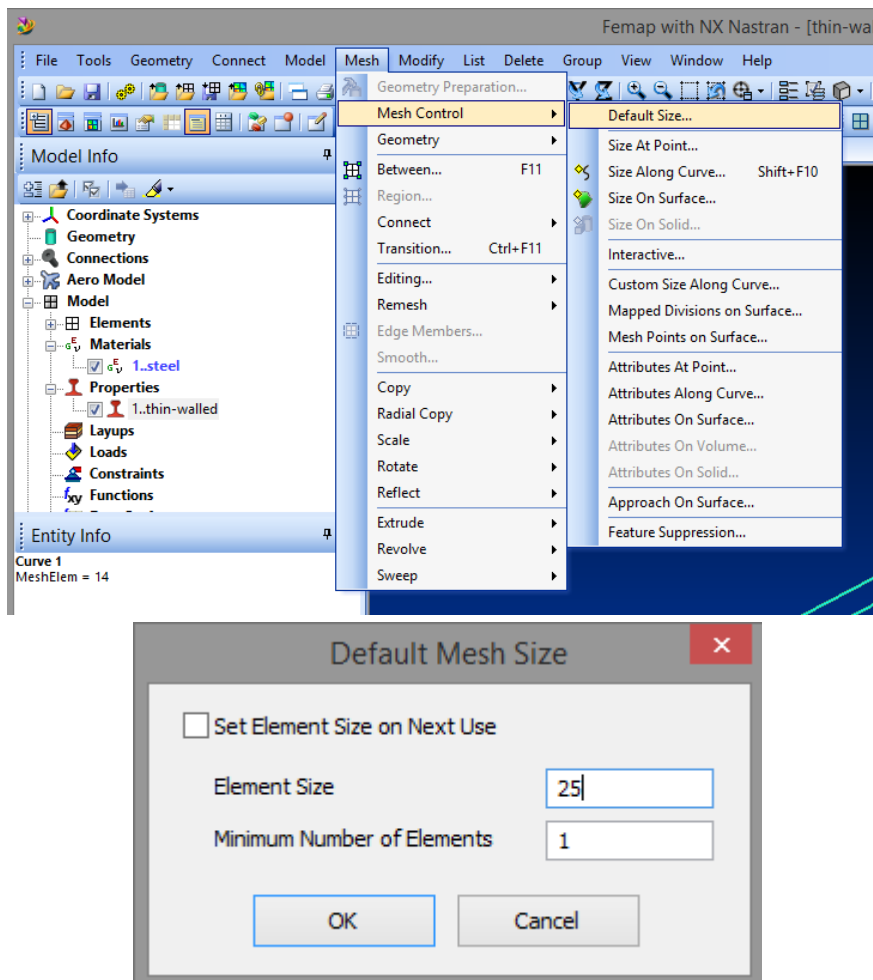


Σχήμα 5.7 Καρτέλα προσδιορισμού του πάχους των επιφανειακών στοιχείων

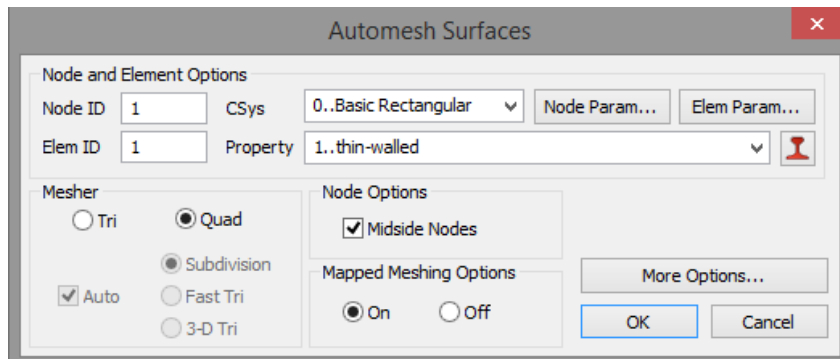
5.5 Δημιουργία Δικτύου (mesh generation)

Από το μενού «Mesh» επιλέγεται η εντολή «Mesh control» και έπειτα «Default size». Στο πλαίσιο διαλόγου που εμφανίζεται δηλώνεται το μέγεθος των τετρακομβικών στοιχείων πλάκας στα οποία θα διαιρεθεί ο φορέας. Επιλέγουμε 25mm, 12,5mm, μέγεθος τετραγωνικού πεπερασμένου στοιχείου (Σχήμα 5.8)

Στη συνέχεια επιλέγεται η επιφάνεια που θέλουμε να διαιρεθεί σε πεπερασμένα στοιχεία. Από το μενού «Mesh» επιλέγεται η εντολή «Geometry» και στο υπομενού επιλέγεται η εντολή «Surface». Στο πλαίσιο διαλόγου που εμφανίζεται επιλέγεται η εντολή «Select All» ώστε να επιλεγθούν όλες οι επιφάνειες. (Σχήμα 5.9) Με την επιλογή των επιφανειών εμφανίζεται ένα πλαίσιο (Σχήμα 6.9) διαλόγου. Στη θέση «Property» πατώντας το βέλος, εμφανίζεται ο τύπος στοιχείου που είχαμε δημιουργήσει προηγουμένως , οπότε τον επιλέγουμε. Πατώντας την εντολή «OK» εμφανίζεται στις επιλεγμένες επιφάνειες το δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων και κόμβων.



Σχήμα 5.8 Επιλέγουμε το βαθμό διακριτοποίησης ή τις διαστάσεις των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων



Σχήμα 5.9 Επιλογή στοιχείων διακριτοποίησης με τετραεδρικά επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

5.6 Επιβολή συνοριακών στοιχείων

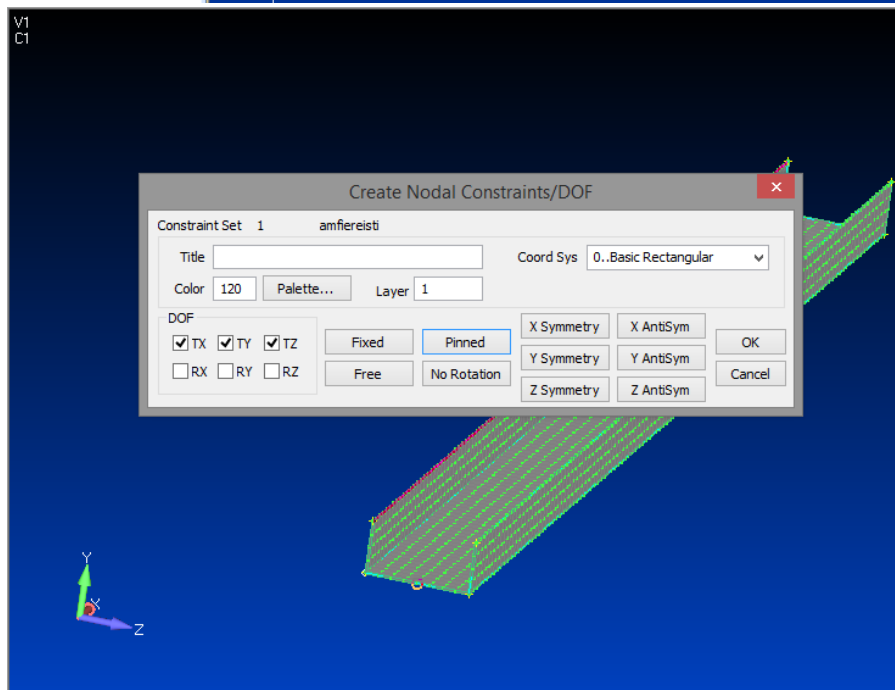
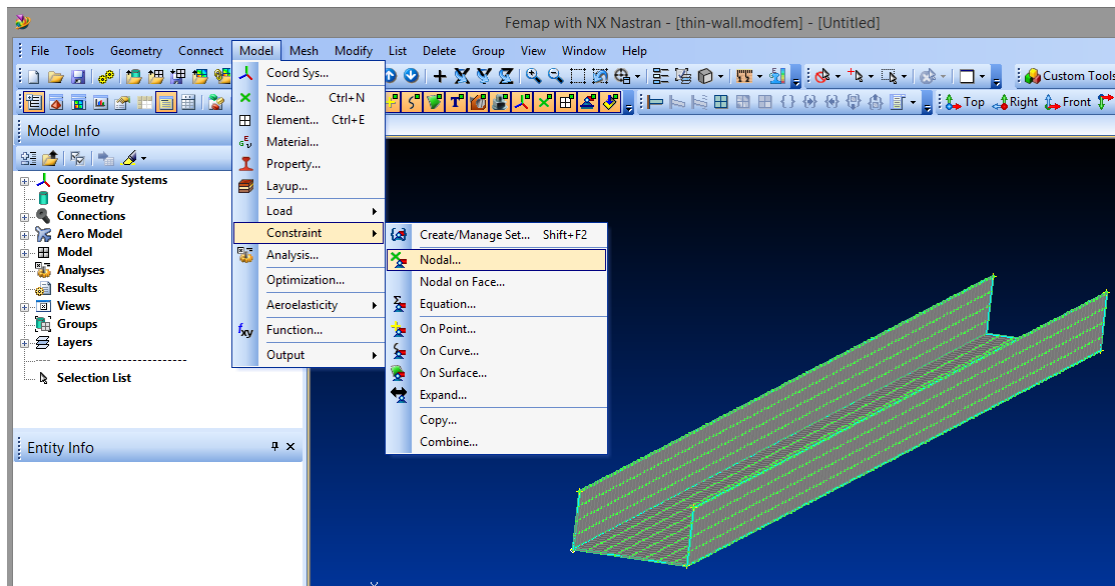
Από το πρόγραμμα δίνεται η επιλογή επιβολής συνοριακών συνθηκών είτε απευθείας σε μεμονωμένους κόμβους (Nodal Constraint) είτε σε γραμμές (Constraint on Curve) ή σε επιφάνειες (Constraint on Surface). Όταν πρόκειται για επικόμβιες συνοριακές συνθήκες δεσμεύονται κάποιοι ή όλοι από τους έξι βαθμούς ελευθερίας του κάθε κόμβου. Όταν πρόκειται για συνοριακές συνθήκες σε γραμμή ή επιφάνεια τότε επιλέγεται είτε πάκτωση, είτε δέσμευση των μετακινήσεων, είτε δέσμευση της στροφής της επιφάνειας ή της γραμμής περί τον διαμήκη άξονα τους.

Στην παρούσα εργασία η επιβολή συνοριακών συνθηκών πραγματοποιείται σε μεμονωμένους κόμβους ώστε να ληφθεί υπόψη η λειτουργία αμφιέριστης δοκού. Από το μενού «Model» επιλέγεται η εντολή «Constraint» και στο υπομενού η εντολή «Set» ώστε να δοθεί όνομα στην ομάδα συνοριακών συνθηκών.

Στο παράθυρο που εμφανίζεται επιλέγουμε «Method - on Curve» και τσεκάρουμε την ακμή του κάτω πέλματος στη μία πλευρά όπου δεσμεύουμε όλες τις μετακινήσεις «Pinned» και αντίστοιχα στην άλλη δεσμεύουμε T_y και T_z . (Σχήμα 5.10)

5.7 Επιλογή φορτίου

Το FEMAP v10 διαθέτει ένα μεγάλο πλήθος φορτίων στατικών και δυναμικών που μπορούν να επιβληθούν στο φορέα. Η επιβολή των φορτίων στο προσομοίωμα γίνεται με παρόμοιο τρόπο με εκείνον του καθορισμού των συνοριακών συνθηκών και μπορεί να γίνει τόσο απευθείας στους κόμβους όσο και σε επιφάνειες, ή ακόμη και σε στοιχεία του προσομοιώματος. Όπου και να επιβληθούν βέβαια τα φορτία, το πρόγραμμα τα ανάγει τελικά σε επικόμβια, αφού όλοι οι υπολογισμοί που πραγματοποιούνται σε ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων είναι εφαρμογές εξισώσεων στατικής ισορροπίας στους κόμβους. Στην παρούσα εργασία τα φορτία που εφαρμόζονται στη δοκό είναι σημειακά και η επιβολή τους γίνεται απευθείας σε κόμβους. Από το μενού «Model» επιλέγεται η εντολή «Load». Από το υπομενού που εμφανίζεται επιλέγεται η εντολή «Set» ώστε να δοθεί όνομα στην ομάδα φορτίων που θα εφαρμοσθούν στη συνέχεια. Από το μενού «Model» επιλέγεται η εντολή «Load → Nodal → Method → on Curve» ώστε να εφαρμοσθεί

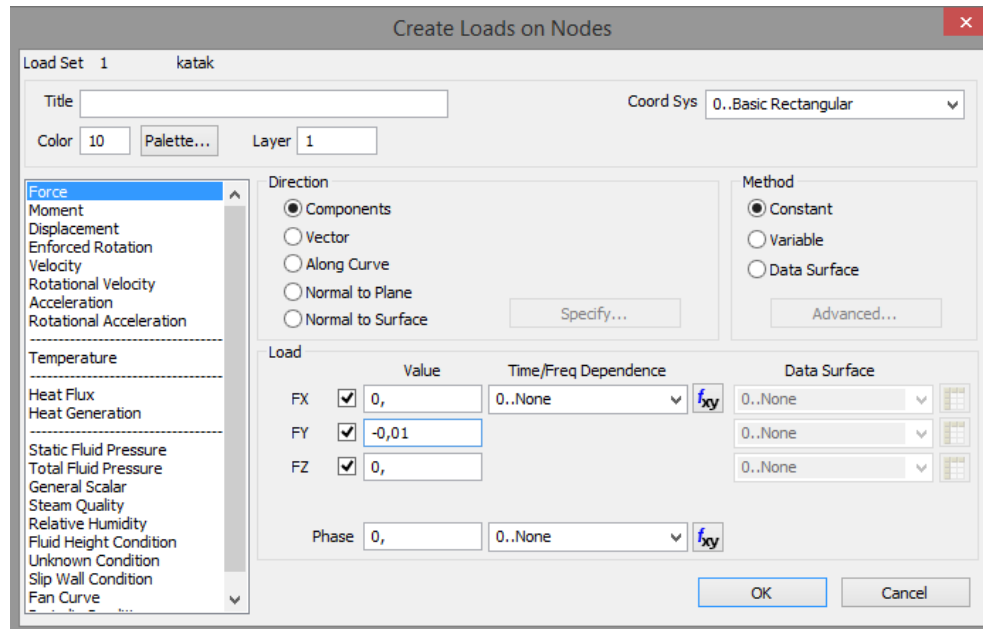


Σχήμα 5.10 Επιλογή συνοριακών συνθηκών

το φορτίο στους κόμβους. Μετά την επιλογή εμφανίζεται το πλαίσιο διαλόγου του σχήματος στο οποίο ζητείται να καθοριστεί το είδος της φόρτισης, το μέγεθος αυτής, προσημασμένο ανάλογα με τη φορά, και η διεύθυνση (X, Y, Z) σε σύστημα τοπικών ή καθολικών συντεταγμένων. Στη θέση «Value» εισάγεται η τιμή του φορτίου. Οι μονάδες μέτρησης θα πρέπει να συμβαδίζουν με τις μονάδες που έχουν χρησιμοποιηθεί στο στάδιο της εισαγωγής των υλικών (Σχήμα 5.11).

Ακολουθώς επιλέγουμε τις άνω ακμές των κορμών και εισάγουμε την κατακόρυφη αρνητική δύναμη (π.χ. $F_y = -0,01 \text{ kN}$) Σ' αυτό το σημείο, ιδιαίτερα στη μη γραμμική ανάλυση, δοκιμάζουμε μερικές τιμές φορτίων ώστε είτε να αποφύγουμε ο φορέας μας να αστοχήσει άμεσα είτε το φορτίο να μην αστοχήσει παραμένοντας στην ελαστική του φάση. Στην επιλογή φορτίου θα μας βοηθήσει και η ανάλυση σε λυγισμό καθώς μας δίνει μια αρχική ένδειξη που κυμαίνεται η ένταση του φορέα.

Επίσης για μια συμμετρική δοκό με ένα εξίσου συμμετρικό φορτίο είναι δυνατό να μην εμφανίσει αστάθεια και τοπικό λυγισμό γι αυτό συνίσταται η εισαγωγή κάποιου πολύ μικρού σε σχέση με την κυρίως φόρτιση έκκεντρου φορτίου που θα μας προκαλέσει αστάθεια και εμφάνιση λυγισμών.



Σχήμα 5.11 Καρτέλα επιβολής φόρτισης

5.8 Ανάλυση Προσομοιώματος

5.8.1 Ανάλυση Λυγισμού

Επιλέγουμε «*Model* → *Analysis* → *New* → *Analysis Type: 7.Buckling*» για τις 5 πρώτες ιδιοτιμές (Number Desired:5). Στην ανάλυση αυτή ζητούμε να μας δοθούν οι πρώτες 5 χαρακτηριστικές μορφές λυγισμού και οι αντίστοιχες ιδιοτιμές τους. Κρίσιμο φορτίο θεωρείται το φορτίο που ασκούμε πολλαπλασιασμένο επί τη μικρότερη θετική ιδιοτιμή. Αυτή η τιμή αντιστοιχεί και στο φορτίο διαρροής του μέλους. Αντίστοιχα η μορφή που θα μας δώσει θα είναι η πιθανός μορφή αστοχίας. Επίσης ο λυγισμός δε μας δίνει τις πραγματικές μετατοπίσεις των κόμβων παρά μόνο φορτία. Γι αυτό η μέγιστη παραμόρφωση που εξάγουμε θα έχει τη χαρακτηριστική τιμή 1. Πρέπει να σημειωθεί ότι στην ανάλυση λυγισμού μόνο το κρίσιμο φορτίο μπορεί να υπολογιστεί. Γι αυτό δεν αρκεί από μόνη της για μια πλήρη διερεύνηση της δοκού.

5.8.2 Μη Γραμμική Ανάλυση

Η σημαντική δυνατότητα του FEMAP v11.0.1, που το κάνει κατάλληλο για την παρούσα μελέτη, είναι η δυνατότητα μη γραμμικής ανάλυσης μέσω τμηματικής φόρτισης του προσομοιώματος. Αυτό πραγματοποιείται διαιρώντας το φορτίο σε μικρότερες ισόποσες διαδοχικές φορτίσεις το πλήθος των οποίων μπορεί να καθοριστεί από τον μελετητή, ενώ είναι δυνατή και η καταγραφή όλων των αποτελεσμάτων (μετατοπίσεις, εντατικά μεγέθη, κλπ.) για κάθε ενδιάμεσο στάδιο της φόρτισης.

Επιλέγοντας την επιβολή του συνολικού φορτίου των 10kN σε 100 στάδια, το πρόγραμμα επιβάλλει αρχικά 0,1kN και υπολογίζει, λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμικότητα του υλικού και της γεωμετρίας, με επαναληπτική διαδικασία τη μετατόπιση όλων των κόμβων του προσομοιώματος. Έπειτα, στον παραμορφωμένο και ήδη εντεταμένο φορέα προσθέτει επιπλέον 0,1kN φορτίο και η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι να επιβληθεί ολόκληρο το φορτίο ή να σταματήσει η ανάλυση λόγω αδυναμίας σύγκλισης των αποτελεσμάτων. Το τελευταίο ενδεχόμενο ισοδυναμεί με αστοχία του φορέα, καθώς οι μεγάλες παραμορφώσεις με μικρή αύξηση του φορτίου προκαλούν αυτή την αδυναμία σύγκλισης των αποτελεσμάτων και την παύση της ανάλυσης.

Επιπρόσθετα, η λειτουργία του προγράμματος είναι με τέτοιο τρόπο αυτοματοποιημένη, ώστε στην περίπτωση που το φορτίο δεν είναι χωρισμένο από το μελετητή σε αρκετά μεγάλο πλήθος διαδοχικών φορτίσεων, εκείνο επεμβαίνει και διαιρεί ακόμη περισσότερο το φορτίο στα σημεία που αυτό κρίνει κατάλληλα. Ο καθορισμός των παραμέτρων σύγκλισης και του πλήθους των διαδοχικών φορτίσεων της μη γραμμικής ανάλυσης γίνεται με τον ακόλουθο τρόπο :

Από το μενού «*Model*» επιλέγεται η εντολή «*Load*» → «*Nonlinear Analysis*» οπότε εμφανίζεται το παράθυρο του (Σχήμα 5.12).

Για τη φόρτιση που έχει ήδη καθοριστεί από το προηγούμενο βήμα ζητείται αρχικά ο τύπος της ανάλυσης (Solution Type). Η επιλογή αρχικά είναι ρυθμισμένη στο «*Off*» και υπάρχουν οι επιλογές της στατικής ανάλυσης (Static), του ερπυσμού (Creep) και της εναλλασσόμενης φόρτισης (Transient). Στη δική μας περίπτωση η επιλογή είναι εκείνη της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης. Αφού επιλεγεί το είδος της ανάλυσης πιέζουμε το πλήκτρο «*Defaults*» όπου είναι αποθηκευμένες οι προτεινόμενες αρχικές τιμές των παραμέτρων της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης. Στο χωρίο με την ονομασία «*Basic*» καταχωρούνται δυο από τις βασικότερες παραμέτρους της ανάλυσης: Το πλήθος των ενδιάμεσων τμηματικών φορτίσεων (Number of Increments) και το μέγιστο πλήθος των υπολογιστικών επαναλήψεων που καλείται το πρόγραμμα να κάνει σε κάθε βήμα της φόρτισης, μέχρι να συγκλίνουν τα αποτελέσματα (Max Iterations per Step)

Το αρχικό πλήθος των ενδιάμεσων φορτίσεων που είναι προεπιλεγμένο από το πρόγραμμα είναι 10, τιμή σχετικά μικρή για την κλίμακα του προσομοιώματος που έχουμε δημιουργήσει. Για το λόγο αυτό το συνολικό φορτίο των 10kN χωρίζεται σε 100 τμήματα των 0,1kN. Στην περίπτωση άλλωστε, που θα χρειαστούν ενδιάμεσα μικρότερα βήματα το πρόγραμμα θα τα δημιουργήσει αυτομάτως χωρίς να διακόψει

την ανάλυση. Ο μέγιστος αριθμός των επαναλήψεων μέχρι τη σύγκλιση διορθώνεται επίσης, καθώς λόγω του μεγάλου πλήθους των στοιχείων του προσομοιώματος είναι πιθανό οι 25 προεπιλεγμένες από την εντολή «Defaults» επαναλήψεις να μην επαρκούν για την επίτευξη της επιθυμητής ακρίβειας. Τελικά επιλέγεται να ζητηθούν 40 επαναλήψεις για κάθε βήμα της φόρτισης μέχρι τη σύγκλιση.

Οι προεπιλεγμένες ρυθμίσεις στο χωρίο «Convergence Tolerances» όπου ζητείται η ακρίβεια σύγκλισης των υπολογισμών παραμένουν ως έχουν. Το ίδιο συμβαίνει και στις ρυθμίσεις του χωρίου «Stiffness Updates» αφού το πρόγραμμα αναλαμβάνει αυτομάτως να καθορίσει οποιεσδήποτε αλλαγές χρειαστούν κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.

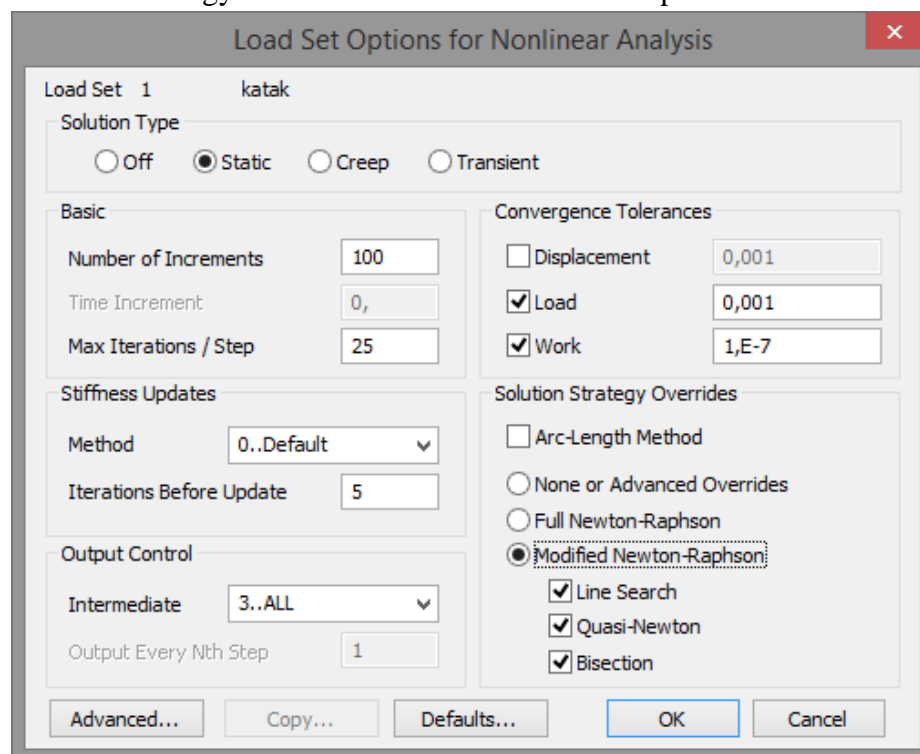
Στην επιλογή «Output Control» επιλέγεται η εντολή «ALL» ώστε να κρατηθούν και να είναι διαθέσιμα προς έλεγχο και επεξεργασία τα αποτελέσματα όλων των ενδιάμεσων βημάτων της φόρτισης. Το τελευταίο χωρίο αφορά την επιλογή της μεθόδου σύγκλισης (Solution Strategy Overrides) όπου επιλέγεται η τροποποιημένη μέθοδος Newton – Raphson λόγω της γρήγορης σύγκλισης που επιτυγχάνει.

Number of increments: 100

Max Iterations / Step: 25

Output Control Intermediate: All

Solution Strategy Overrides: Modified Newton-Raphson

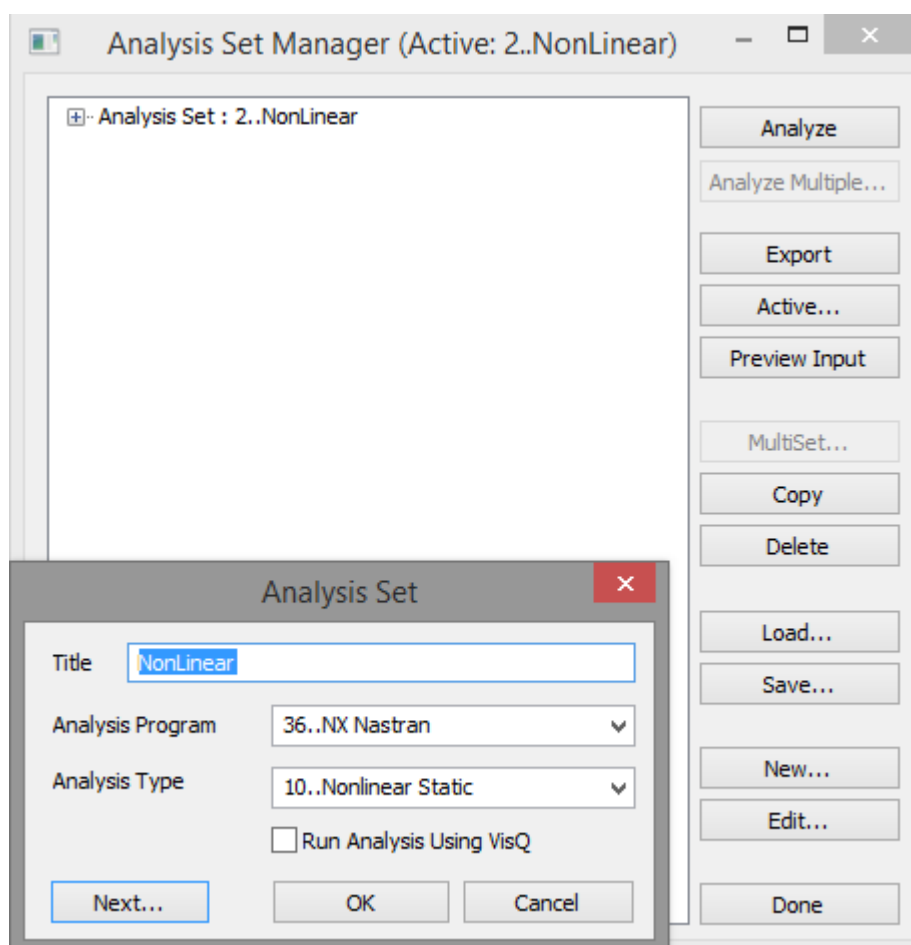


Σχήμα 5.12 Καρτέλα εισαγωγής μη γραμμικών συνθηκών

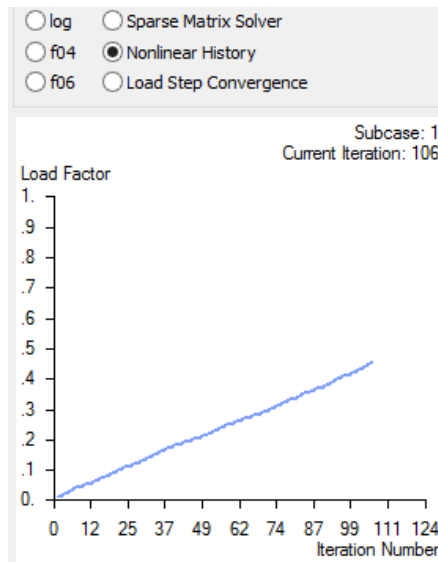
5.9 Ανάλυση Προσομοιώματος

Για την έναρξη της ανάλυσης από το μενού «*Model*» επιλέγουμε την εντολή «*Analysis*» και εμφανίζεται το παράθυρο του (Σχήμα 5.13). Επιλέγεται η εντολή «*New*» και στο παράθυρο διαλόγου δίνουμε έναν τίτλο στην ανάλυση και επιλέγεται στον τύπο ανάλυσης η μη γραμμική ανάλυση (Nonlinear Static). Έπειτα, από το μενού «*Model*» επιλέγουμε την εντολή «*Analysis*» και στο παράθυρο διαλόγου που εμφανίζεται επιλέγουμε την ανάλυση που επιθυμούμε και την εντολή «*Analyze*». Υπάρχει η δυνατότητα ορισμού μεγάλου πλήθους διαφορετικών αναλύσεων οι οποίες θα εμφανίζονται με τον τίτλο «*Analysis Set*», έναν αύξοντα αριθμό και το όνομα που έχουμε δώσει στην ανάλυση. Επιλέγοντας την εντολή «*Analyze*» ξεκινά η ανάλυση και η επόμενη εργασία είναι η επεξεργασία των αποτελεσμάτων για όλα τα προσομοιώματα τα οποία δημιουργούνται με τον ίδιο τρόπο. Κατά τη μη γραμμική ανάλυση επιλέγουμε μεγάλες παραμορφώσεις (LGDISP).

Στα αριστερά εμφανίζεται ένα παράθυρο που μας δίνει λεπτομέρειες για την εξέλιξη της ανάλυσης. Μάλιστα στην καρτέλα *Nonlinear History* (Σχήμα 5.14) μας δίνει το ποσοστό του φορτίου που έχει εφαρμοστεί (Load Factor). Σε περίπτωση που το φορτίο που επιβάλαμε είναι μικρότερο από το φορτίο αστοχίας τότε η ανάλυση σταματάει χωρίς να μας δώσει αποτελέσματα.



Σχήμα 5.13 Καρτέλα προσδιορισμού παραμέτρων ανάλυσης



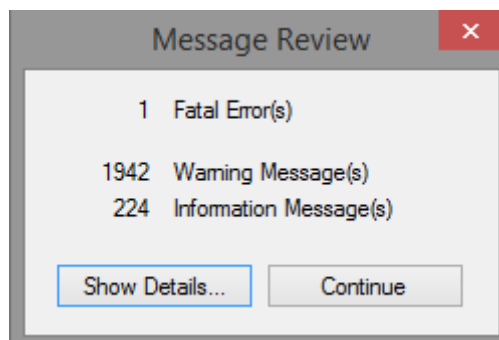
Σχήμα 5.14 Γράφημα εξέλιξης ανάλυσης

5.10 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων

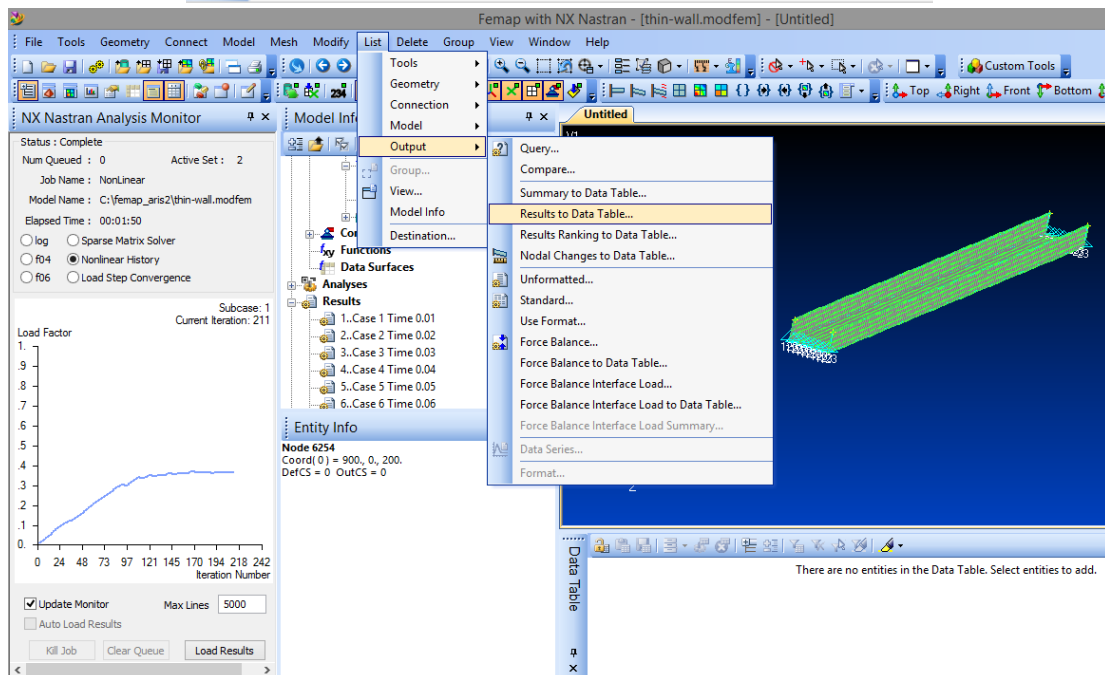
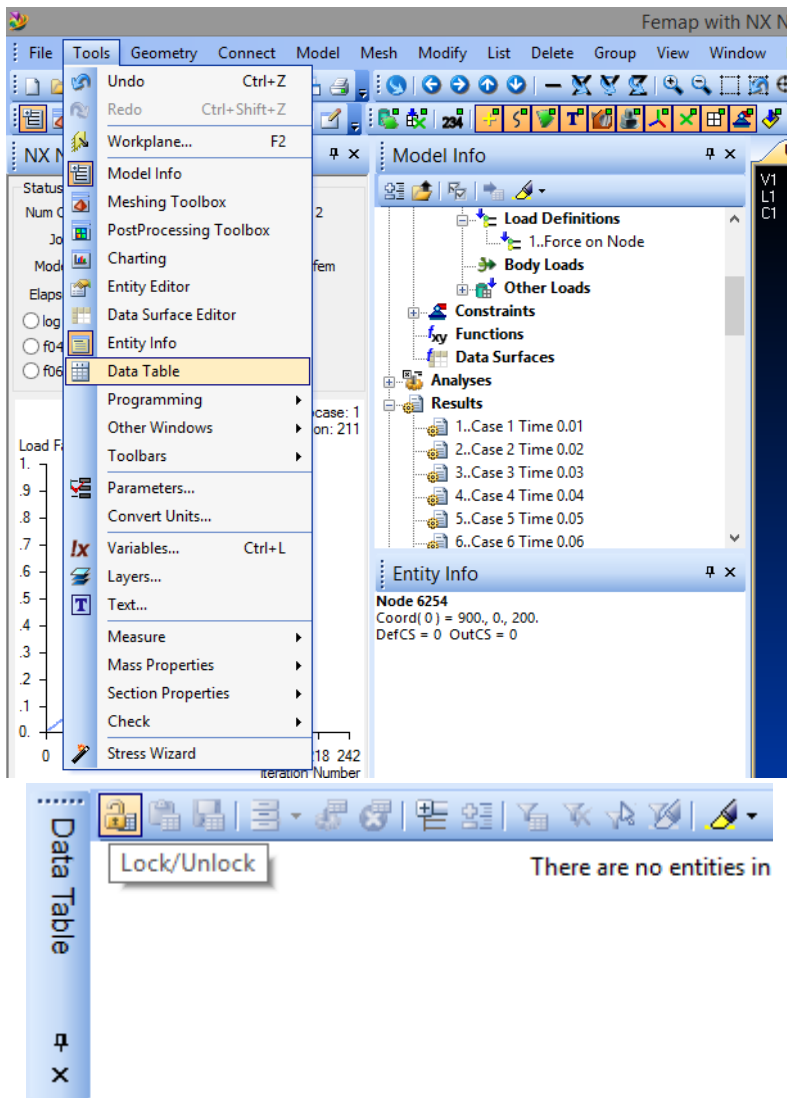
Καθώς ολοκληρώνεται η ανάλυση θα συναντήσουμε τα εξής ενδεχόμενα. Είτε η ανάλυση θα σταματήσει πολύ νωρίς καθώς ο φορέας μας αστόχησε άμεσα από απώλεια της ευστάθειάς του, είτε δεν θα αστοχήσει αφού δεν εξαντλήθηκε η αντοχή του. Σε αυτή την περίπτωση η ανάλυση σταματάει χωρίς να εξαχθούν αποτελέσματα.

Το Femap έχει τη δυνατότητα να παρουσιάσει τρισδιάστατα αποτελέσματα και να μας δείξει την εντατική κατάσταση της δοκού καθ' όλη τη διάρκεια της καταπόνησής. Επίσης έχει τη δυνατότητα παρουσίασης διαγραμμάτων ή εξαγωγή των αποτελεσμάτων, ώστε να αναλυθούν σε φύλλα excel.

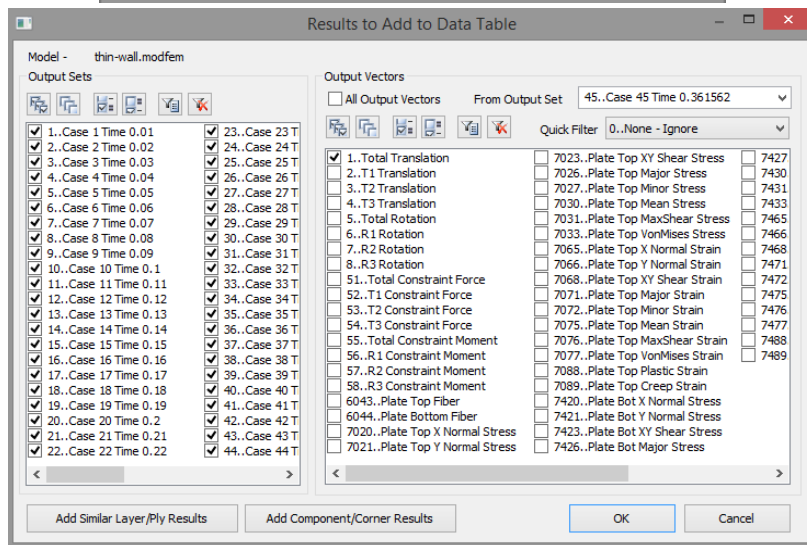
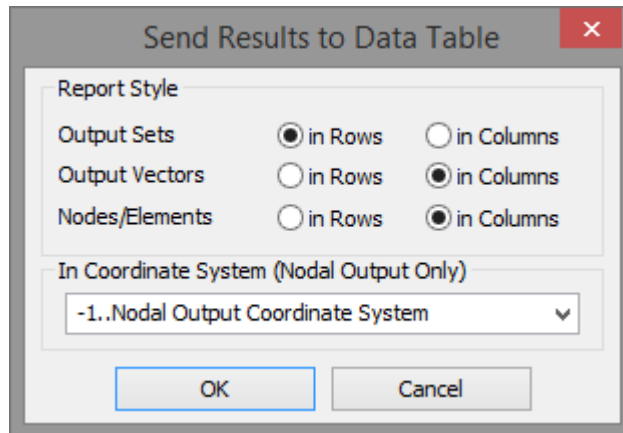
Στην ανάλυση μας θα διερευνήσουμε το μέγιστο φορτίο σε σχέση με τη μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση όπως αυτή πραγματοποιείται στο κέντρο κάθε δοκού. Επιλέγουμε «*Tools* → *Data Table*» όπου και ξεκλειδώνουμε το λουκέτο στον πίνακα που εμφανίζεται. (Σχήμα 5.16) Στη συνέχεια επιλέγουμε «*List* → *Output* → *Results to Data Table*». Η καρτέλα που εμφανίζεται είναι η «*Send Results to Data Table*» όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.17. Μετά επιλέγουμε τον κόμβο στο οποίο θέλουμε να πάρουμε αποτελέσματα. Τέλος επιλέγουμε το «*Copy to Clipboard*» όπου και αντιγράφω τα αποτελέσματα και εν συνεχεία τα επικολλώ στο Excel με σκοπό την σχεδίαση διαγραμμάτων.



Σχήμα 5.15 Η ανάλυση στο τέλος πιθανόν να παρουσιάσει σφάλμα, το οποίο οφείλεται στον τρόπο αστοχίας της δοκού, χωρίς να επηρεάζει την ανάλυση



Σχήμα 5.16 Πίνακας εξαγωγής αποτελεσμάτων



Set ID	Title	Node 6099, 1..Total Translation
1	Case 1 Time 0.01	0.1939362
2	Case 2 Time 0.02	0.3878832
3	Case 3 Time 0.03	0.581839
4	Case 4 Time 0.04	0.7758124

Σχήμα 5.17 Διαδικασία εξαγωγής αποτελεσμάτων

Κεφάλαιο 6

Αποτελέσματα Ανάλυσης

Η παρούσα μελέτη είχε ως σκοπό τη μελέτη της συμπεριφοράς λεπτότοιχων διατομών υπό κατακόρυφη ομοιόμορφη φόρτιση, καθώς και η σύγκριση των τριών μεθόδων ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν.

Αρχικά επιχειρήθηκε η αξιολόγηση διαγραμμάτων φορτίου – μετατόπισης για κάθε περίπτωση αλλά και η σύγκριση μεταξύ τους. Σε αυτή την κατεύθυνση η συνεισφορά του Nastran ήταν σημαντική καθώς μας παρέχει τη δυνατότητα για καταγραφή όλων των ενδιάμεσων βημάτων και πληθώρα στοιχείων (δυνάμεων, τάσεων, μετακινήσεων και στροφών) της ανάλυσης. Επίσης θα γίνει σύγκριση με τα στοιχεία που μας έδωσαν οι επιλύσεις με τις διατάξεις του EC3 όπως παρουσιάζονται στο 3^ο Κεφάλαιο. Η σύγκριση αυτή αποσκοπεί στην απεικόνιση των αποκλίσεων που προκύπτουν από την εφαρμογή των παραδοχών του Ευρωκώδικα.

Προσομοιώθηκαν 18 φορείς σύμφωνα με τη μεθοδολογία του 4^{ου} Κεφαλαίου που διακρίνονται σε δύο κύριες κατηγορίες:

- Διατομή u χωρίς και με ενισχύσεις
- Διατομή π χωρίς και με ενισχύσεις

Για ποιότητα χάλυβα S355, με ύψος κορμού $b=100\text{mm}$ και πλάτος $h=200\text{mm}$, σε πάχη διατομών $t=1,2,3\text{mm}$.

Σημαντικό στοιχείο στη μη Γραμμική Ανάλυση (Nonlinear Static) είναι η μέθοδος σύγκλισης που ακολουθεί το εκάστοτε πρόγραμμα. Χρησιμοποιώντας ως μέθοδο την τροποποιημένη Newton–Raphson για διάφορους συνδυασμούς διακριτοποίησης του φορτίου (Number of Increments) και πλήθους επαναλήψεων (Max Iteration / Step) που υποβλήθηκαν στις υπό εξέταση δοκούς κυμαίνονται από 0 έως 200 για την πρώτη και 0 έως 40 για τη δεύτερη παράμετρο. Επιπλέον το πρόγραμμα μόλις υπάρξει πτώση του φορτίου, σταματάει την ανάλυση. Έτσι δεν έχουμε πλήρη εικόνα της μετελαστικής συμπεριφοράς των δοκών.

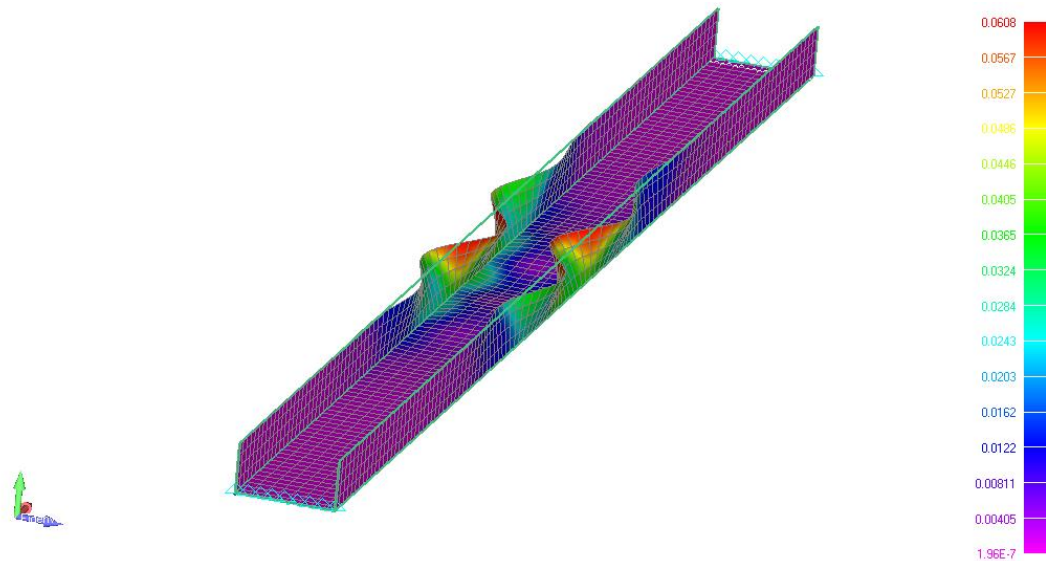
6.1 Ανάλυση διατομών τύπου U

6.1.1 Χωρίς ενίσχυση

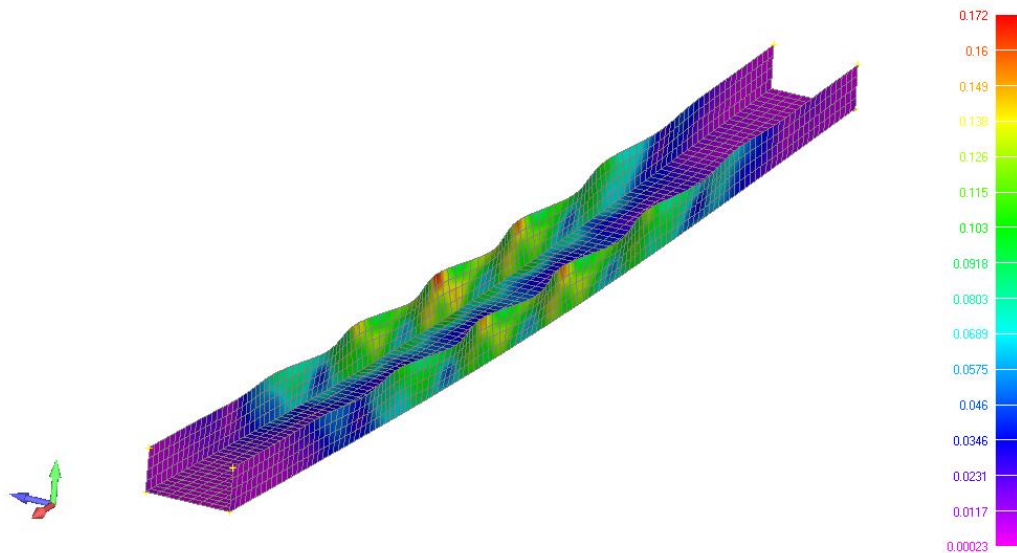
Η πρώτη ομάδα αναλύσεων αφορούσαν τη διατομή u χωρίς ενισχύσεις για πάχη διατομών $t=1,2,3\text{ mm}$. Αρχικά έγινε ανάλυση λυγισμού όπου ζητήσαμε τις 5 πρώτες μορφές λυγισμού. Ο βαθμός διακριτοποίησης που χρησιμοποιήθηκε είναι 25mm . Παρακάτω παρουσιάζεται η 1^η ιδιοτιμή, που είναι και η κρίσιμη καθώς και η μορφή αστοχίας που προκαλείται.

Πίνακας 6.1: Κρίσιμο φορτίο 1^{ου} λυγισμού (1st Eigenvalue)

	$t=1\text{mm}$	$t=2\text{mm}$	$t=3\text{mm}$
Φορτίο καταπόνησης (kN/m)	0,8	2,4	6,4
λ_i	0,158	0,419	0,528
Φορτίο 1 ^{ου} λυγισμού (kN/m)	0,126	1,006	3,381



Σχήμα 6.1 Χαρακτηριστική μορφή του 1^{ης} ιδιοτιμής για t=3mm



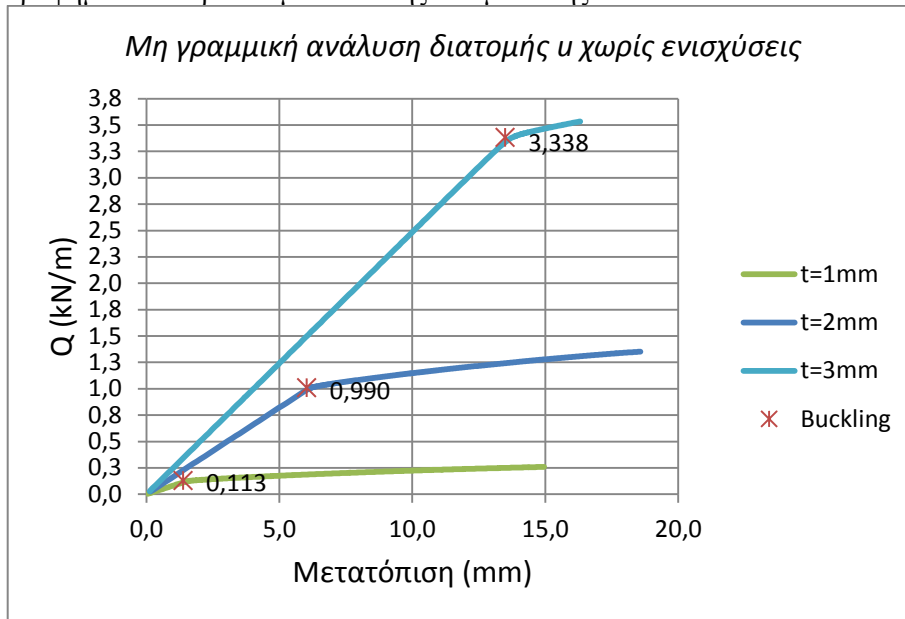
Σχήμα 6.2: Μη γραμμική ανάλυση διατομής u χωρίς ενισχύσεις για t=1mm, τη στιγμή της αστοχίας.

Όπως φαίνεται παραπάνω η δοκός τόσο στην ανάλυση σε λυγισμό όσο και στη μη γραμμική ανάλυση καταπονείται στη θλιβόμενη ζώνη, γεγονός που καθιστά τη θλίψη κρίσιμο παράγοντα αστοχίας της δοκού. Επίσης η εμφάνιση του τοπικού λυγισμού γίνεται στο κέντρο της δοκού όπου έχουμε και μεγιστοποίηση της καμπτικής καταπόνησης. Ωστόσο στη μη γραμμική ανάλυση η έκταση του τοπικού λυγισμού είναι πιο διευρυμένη, καθώς όπως βλέπουμε και στο παρακάτω διάγραμμα μετά τον ελαστικό κλάδο συνεχίζεται η αύξηση της αντοχής της δοκού και μετελαστικά, ακολουθώντας τις παραμέτρους αντοχής που θέσαμε κατά τη μόρφωση του φορέα. Επιπλέον στη μη γραμμική ανάλυση έχουμε σύνθετη μορφή αστοχίας αφού ο τοπικός λυγισμός εντείνεται λόγω της κάμψης.

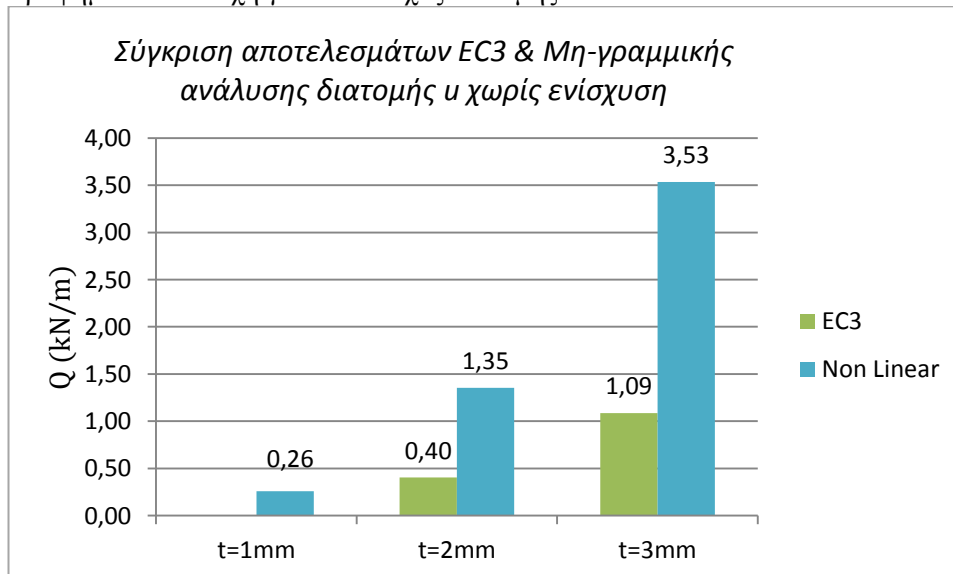
Στο Γράφημα 6.1 παρατηρούμε πως το φορτίο 1^{ου} λυγισμού συμπίπτει με το φορτίο διαρροής. Παρότι η ανάλυση λυγισμού δε μας δίνει μετακινήσεις, εισάγαμε τις τιμές στο διάγραμμα ώστε να γίνει η σύγκριση.

Στο Γράφημα 6.2 γίνεται σύγκριση με τις τιμές που μας δίνει ο EC3. Είναι φανερό πως ο EC3 δίνει μικρότερες τιμές αντοχής με αποτέλεσμα να είναι υπέρ της ασφαλείας. Επίσης η υπολογιστική ανάλυση με χρήση πεπερασμένων στοιχείων έχει μεγαλύτερη ακρίβεια, ενώ ο EC3 βασίζεται σε παραδοχές, όπως αυτή της ενεργού διατομής.

Γράφημα 6.1 Φορτίο – μετατόπισης στο μέσο της δοκού



Γράφημα 6.2 Αντοχή για κάθε πάχος διατομής

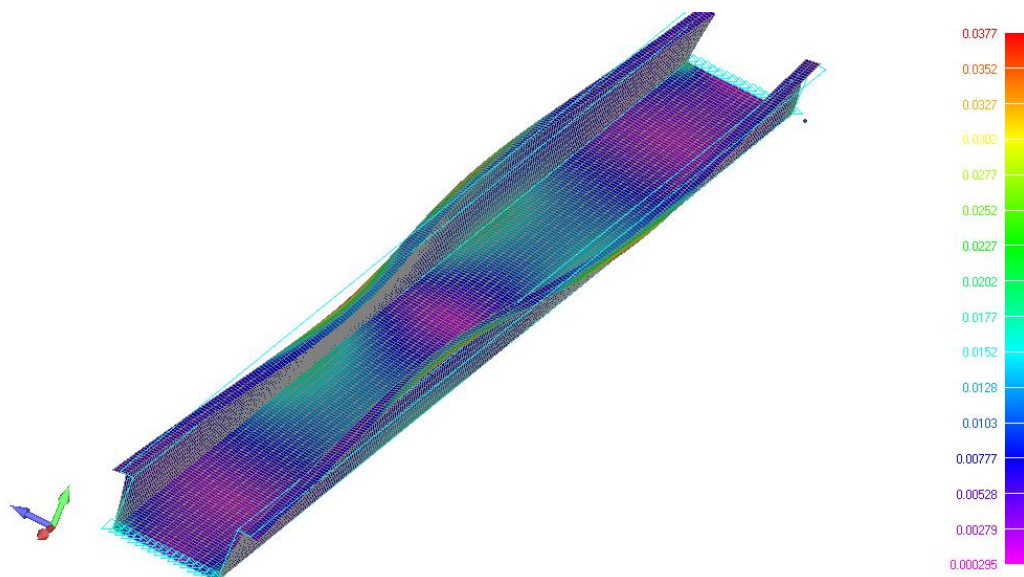


6.1.2 Με απλή ακραία ενίσχυση

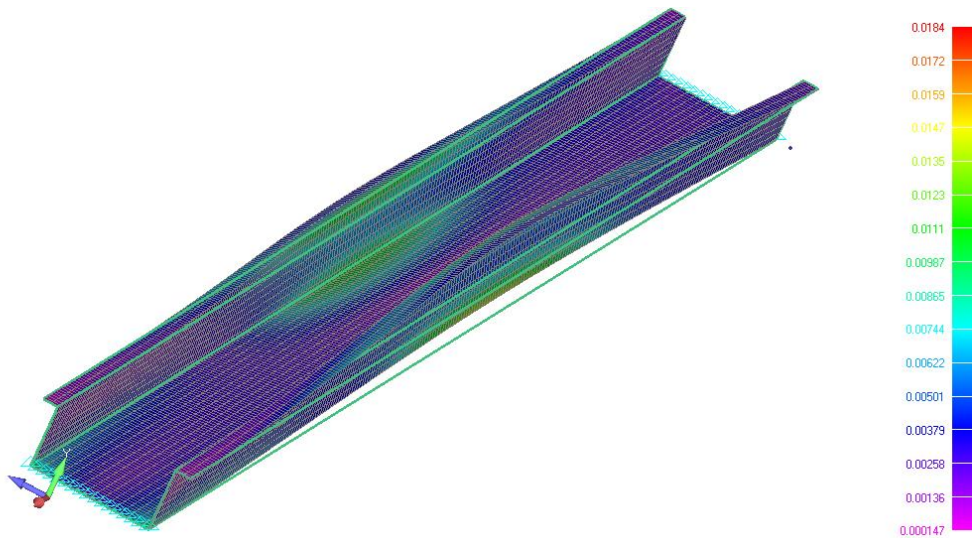
Καθώς όμως εισάγουμε την ακραία ενίσχυση εμποδίζουμε τον τοπικό λυγισμό. Αυτό γίνεται αντιληπτό εφόσον η ανάλυση σε λυγισμό δε μας δίνει κάποιες χαρακτηριστικές αρνητικές ιδιοτιμές στις 5 πρώτες τάξεις, γεγονός που σημαίνει πως έχουμε μορφές λυγισμού για αντίθετη φορά φόρτισης (Πίνακας 6.2). Αν ωστόσο συνεχίσουμε την ανάλυση θα παραχθούν θετικές ιδιοτιμές σε μεγαλύτερες τάξεις. Δύο χαρακτηριστικές μορφές παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.3 και Σχήμα 6.4. Η εικόνα αστοχίας που μας δίνει η δοκός σε ανάλυση λυγισμού είναι από αστοχία σε στρέβλωση. Ο βαθμός διακριτοποίησης είναι στα 12,5mm με χρήση τετραγωνικών πλακιδίων.

Πίνακας 6.2: Κρίσιμο φορτίο 1ου λυγισμού για t=3mm (1st Eigenvalue)

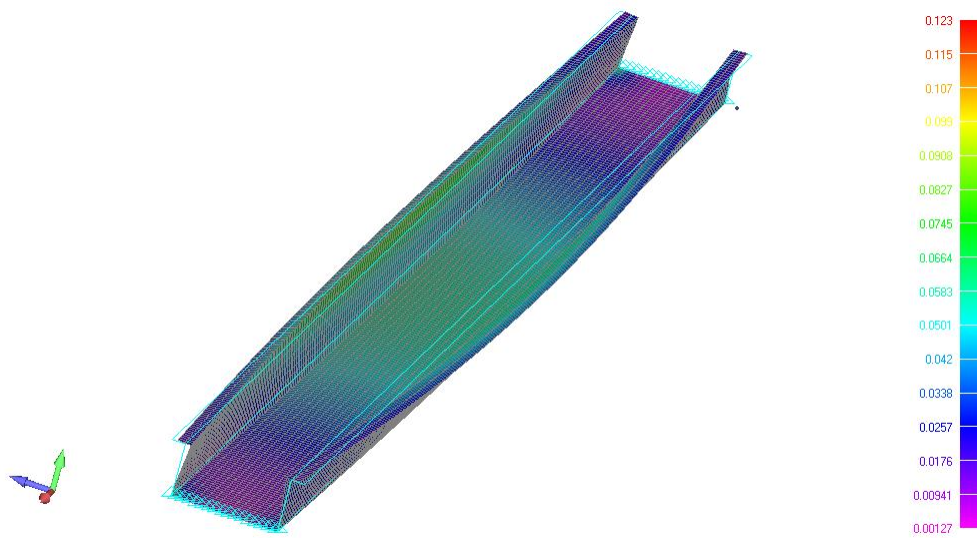
	t=1mm	t=2mm	t=3mm
Φορτίο καταπόνησης kN/m	0,02	0,02	0,1
λ_1	-0,149246	2,07227	0,812338
Φορτίο 1ου λυγισμού kN/m		6,631	13



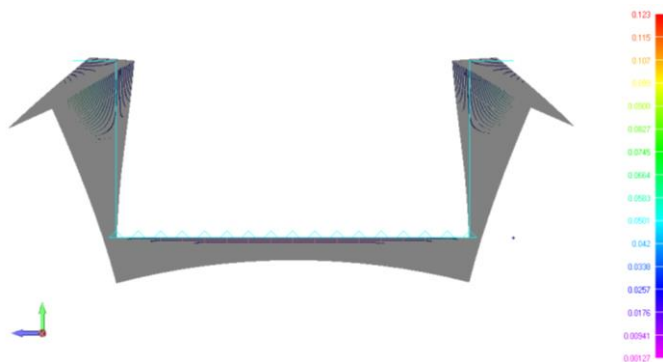
Σχήμα 6.3 Χαρακτηριστική μορφή λυγισμού για t=2mm 18^{ης} τάξης $\lambda=2,072$



Σχήμα 6.4 Χαρακτηριστική μορφή λυγισμού για $t=3\text{mm}$ με $\lambda=0,812$



Σχήμα 6.5: Μορφή αστοχίας σε μη γραμμική ανάλυση για $t=1\text{mm}$



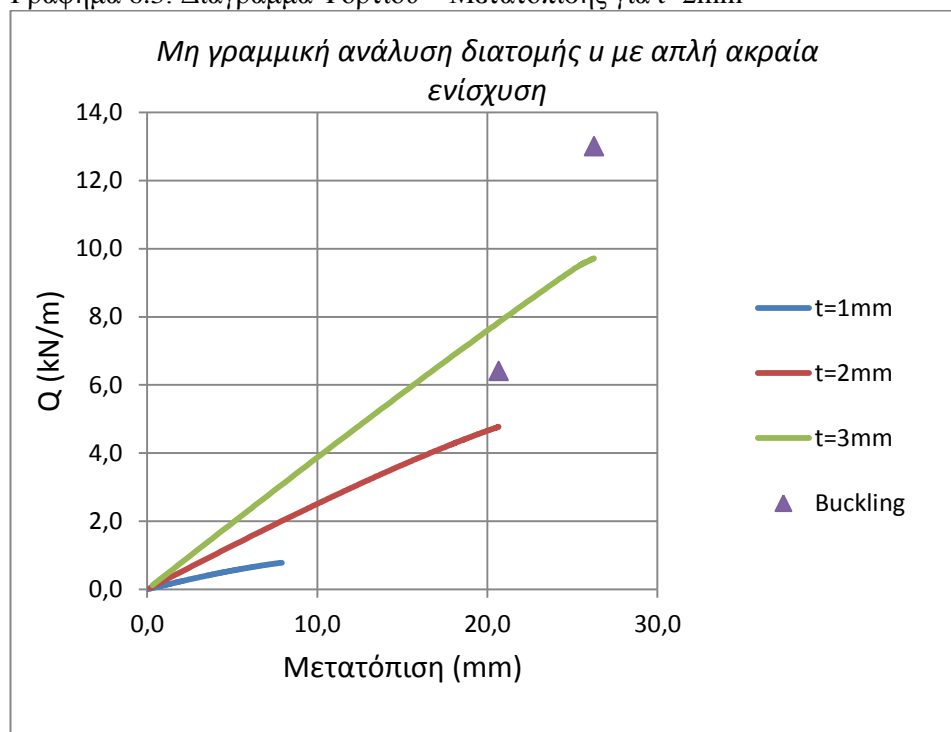
Σχήμα 6.6: Άλλη όψη της δοκού κατά την αστοχία σε μη γραμμική ανάλυση

Η μη γραμμική ανάλυση έρχεται να επιβεβαιώσει τα αποτελέσματα της ανάλυσης σε λυγισμό. Η προσθήκη της ενίσχυσης εμποδίζει την εμφάνιση τοπικού λυγισμού. Εδώ η συμπεριφορά της δοκού είναι πιο γραμμική και δεν εμφανίζει μεταελαστικό κλάδο, όπως στη δοκό χωρίς ενίσχυση (Γράφημα 6.3). Το διάγραμμα

φορτίου μετατόπισης παρουσιάζει παραβολική μορφή αν και δεν είναι τόσο εμφανής. Η μορφή αστοχίας εδώ σε σχέση με αυτή χωρίς ενισχύσεις παρουσιάζει διαφορές. Συγκεκριμένα η δοκός ανοίγει στο κέντρο όπου ασκείται η μεγαλύτερη καταπόνηση. Αντίθετα στις στηρίξεις οι κορμοί κλείνουν προς τα μέσα. Ταυτόχρονα έχουμε και βύθιση εξαιτίας της κάμψης. Έτσι λοιπόν η διατομή αστοχεί σε στρέβλωση της διατομής σε συνδυασμό με την επίδραση της κάμψης.

Ως αναφορά τη σύγκριση με τη ανάλυση σε λυγισμό, οι μορφές λυγισμού για θετικό συντελεστή λ που μας δίνονται για $t=2,3$ mm δε μας επηρεάζουν καθώς στα φορτία που συμβαίνουν η δοκός θα έχει αστοχήσει ήδη από στρέβλωση και δεν έχει προλάβει να εμφανίσει τις συγκεκριμένες μορφές αστοχίας (Γράφημα 6.3). Οι ενισχύσεις προστατεύουν επαρκώς τη δοκό έναντι της θλίψης που αποτελεί κρίσιμο παράγοντα αστοχίας.

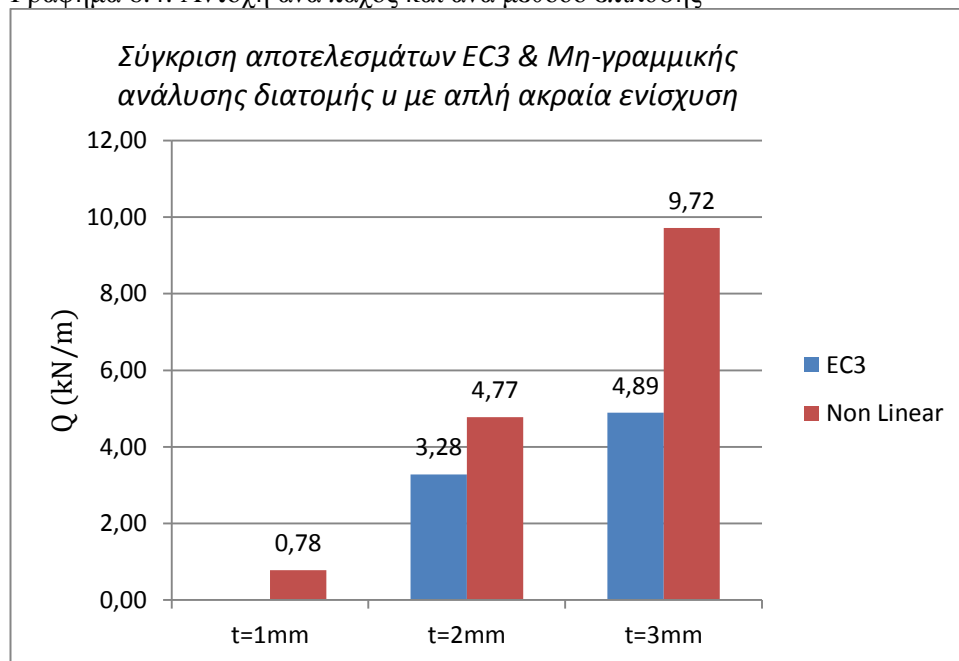
Γράφημα 6.3: Διάγραμμα Φορτίου – Μετατόπισης για $t=2$ mm



6.1.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων μη γραμμικής ανάλυσης και EC3

Και σε αυτή την περίπτωση ο EC3 μας δίνει μικρότερα αποτελέσματα και φαίνεται πως λειτουργεί υπέρ της ασφαλείας (Γράφημα 6.4) Μάλιστα η διαφορά αυτή φαίνεται να μεγαλώνει σε μεγαλύτερα πάχη διατομής. Όπως έχει αναφερθεί για $t=1$ mm ο EC3 δεν μπορεί να υπολογίσει αποτελέσματα και ο υπολογισμός τους γίνεται πειραματικά.

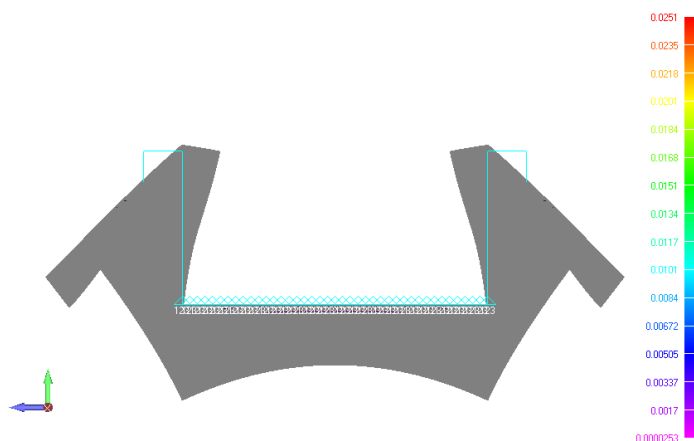
Γράφημα 6.4: Αντοχή ανά πάχος και ανά μέθοδο επίλυσης



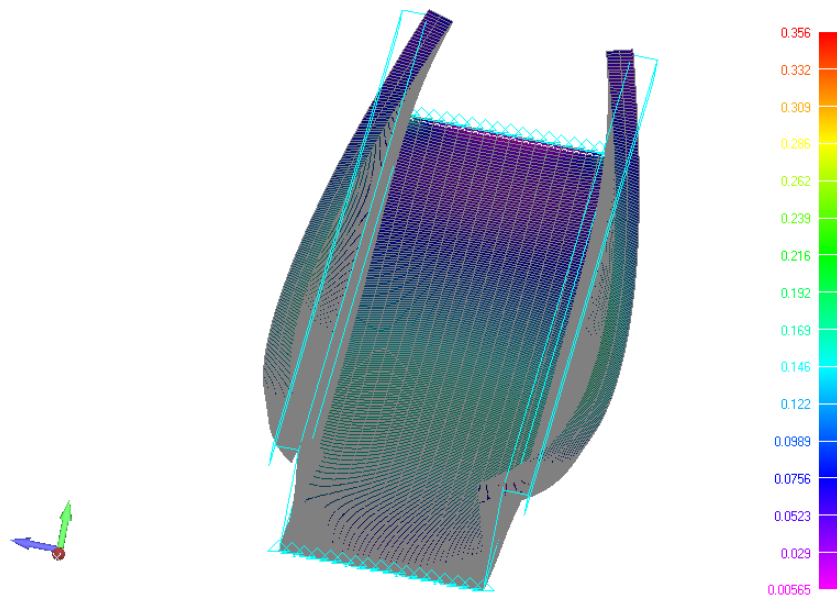
6.1.4 Με διπλή ακραία ενίσχυση

Ταυτόσημη εικόνα συναντάμε και με τη διπλή ενίσχυση χωρίς στην ουσία να έχουμε μεγάλες διαφορές από τη συμπεριφορά της δοκού με απλή ενίσχυση. Καθώς τόσο η μορφή αστοχίας όσο και η αντοχή δε διαφέρουν. Έτσι η ανάλυση λυγισμού δε μας δίνει αποτελέσματα, καθώς η διπλή ακραία ενίσχυση αποτρέπει την όποια εμφάνιση πρόωρου τοπικού λυγισμού και αποτρέπει τη θλίψη να δημιουργήσει αστάθειες.

Παρακάτω βλέπουμε τη χαρακτηριστική παραμόρφωση της διατομής. Ενώ στο μέσο οι κορμοί ανοίγουν προς τα έξω, στα άκρα της δοκού οι κορμοί κλείνουν προς τα μέσα (Σχήμα 6.7). Χαρακτηριστική είναι και η κύρτωση του πέλματος. Όπως φαίνεται στο Γράφημα 6.5 δεν έχουμε σαφές σημείο διαρροής παρά η καμπύλη ακολουθεί παραβολική καμπύλη έως το σημείο αστοχίας. Η εικόνα που αποκομίζουμε είναι αυτή του λυγισμού στρέβλωσης σε συνδυασμό με την κάμψη. Με βαθμό διακριτοποίησης ή διάσταση δικτύου (mesh size) 5mm.

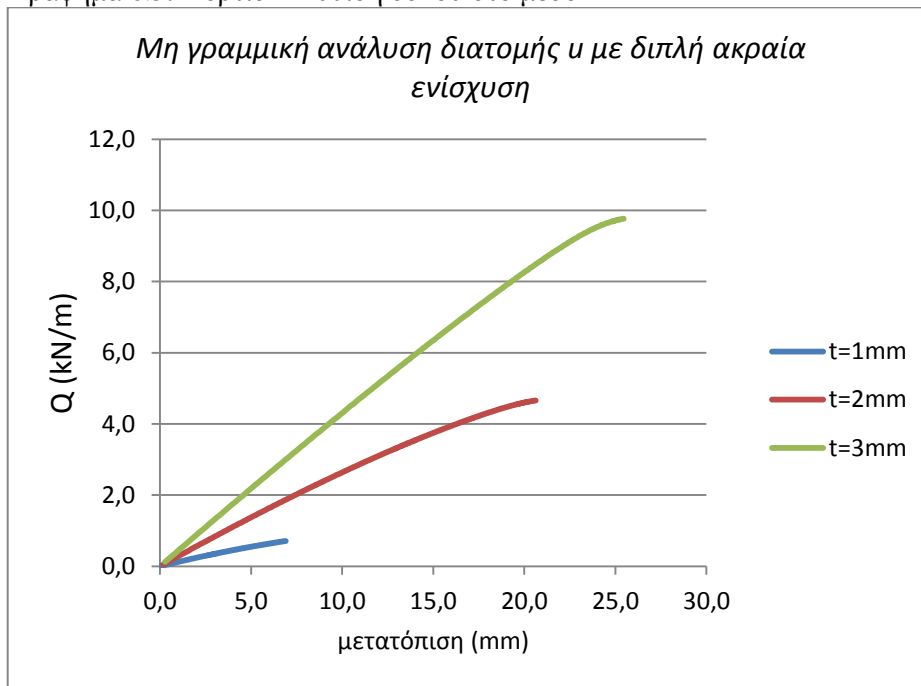


Σχήμα 6.7 Χαρακτηριστική μορφή λυγισμού για $t=1\text{mm}$ σε μη γραμμική ανάλυση



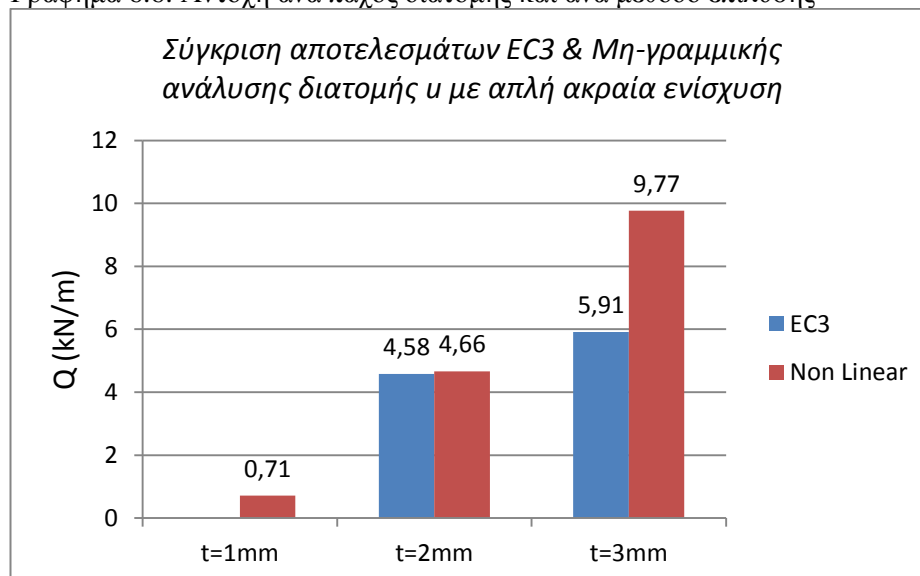
Σχήμα 6.8: Μορφή αστοχίας σε μη γραμμική ανάλυση για $t=2\text{mm}$

Γράφημα 6.5: Φορτίο – Βύθιση δοκού στο μέσο



Για $t=2\text{mm}$ έχουμε την ίδια αντοχή, ενώ για $t=3\text{mm}$ η μη γραμμική ανάλυση μας δίνει μεγαλύτερη αντοχή. (Γράφημα 6.6) Η σχέση μεταξύ του EC3 και της μη Γραμμικής Ανάλυσης επιβεβαιώνεται και στην συγκεκριμένη περίπτωση.

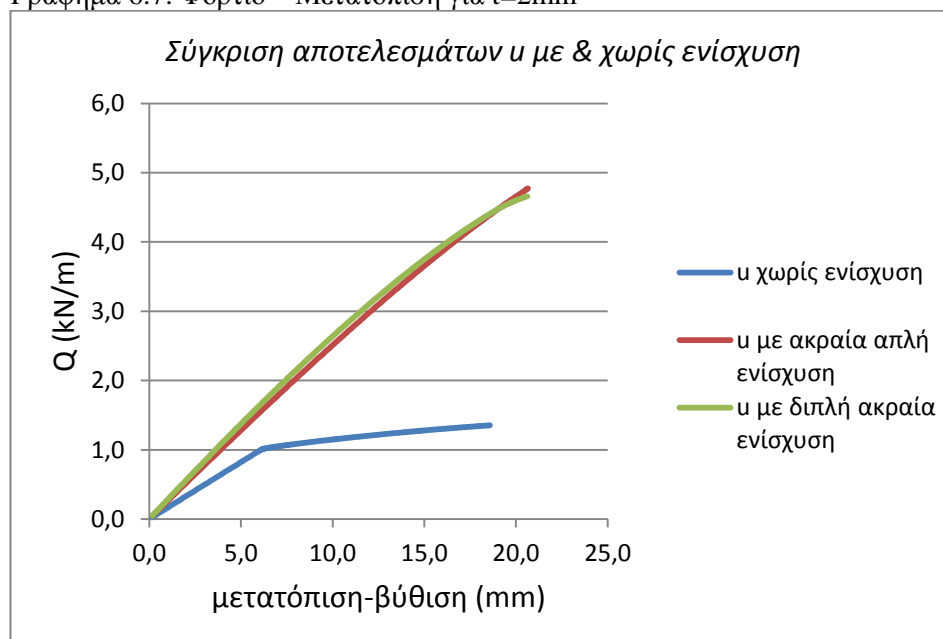
Γράφημα 6.6: Αντοχή ανά πάχος διατομής και ανά μέθοδο επίλυσης



6.1.5 Συμπεριφορά διατομής u χωρίς και με ενισχύσεις

Βλέπουμε πως οι διατομές με απλή και διπλή ακραία ενίσχυση έχουν παρόμοια συμπεριφορά. Ακόμη χαρακτηριστικό είναι ότι η διατομή χωρίς ενισχύσεις εμφανίζει διγραμμικότητα και έχει μετελαστικό κλάδο, συμπεριφορά που δεν έχουν οι διατομές με τις ενισχύσεις. Οι διατομές με τις ενισχύσεις εμφανίζουν παραβολική καμπύλη. Αυτό που διαφοροποιεί τις καμπύλες είναι ότι στην διατομή χωρίς ενισχύσεις η εμφάνιση τοπικού λυγισμού προκαλεί διαρροή της διατομής. Αντίθετα οι ενισχύσεις προστατεύουν τη διατομή από θλίψη και οι δοκοί αστοχούν σε υψηλότερα φορτία με στρέβλωση της διατομής. Παρόλα αυτά φαίνεται πως σε όλες τις δοκούς η ανάλυση σταματάει για συγκεκριμένη μετατόπιση – βύθιση της δοκού.

Γράφημα 6.7: Φορτίο – Μετατόπιση για $t=2\text{mm}$



6.2 Ανάλυση διατομών τύπου π

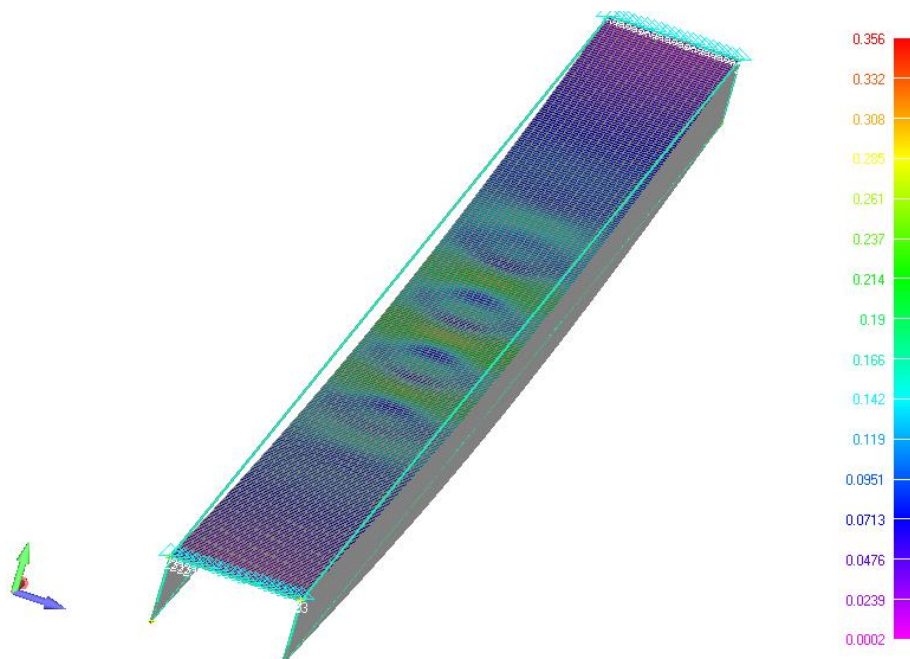
Όταν όμως στρέφουμε τη διατομή τότε αλλάζει και η συμπεριφορά της καθώς θλίβεται διαφορετικό τμήμα της. Όπως γνωρίζουμε κι από τον EC3 η απομείωση της διατομής γίνεται στα θλιβόμενα τμήματά της τα οποία είναι και ευαίσθητα σε φαινόμενα πρόωρης στρέβλωσης.

6.2.1 Διατομή τύπου π χωρίς ενισχύσεις

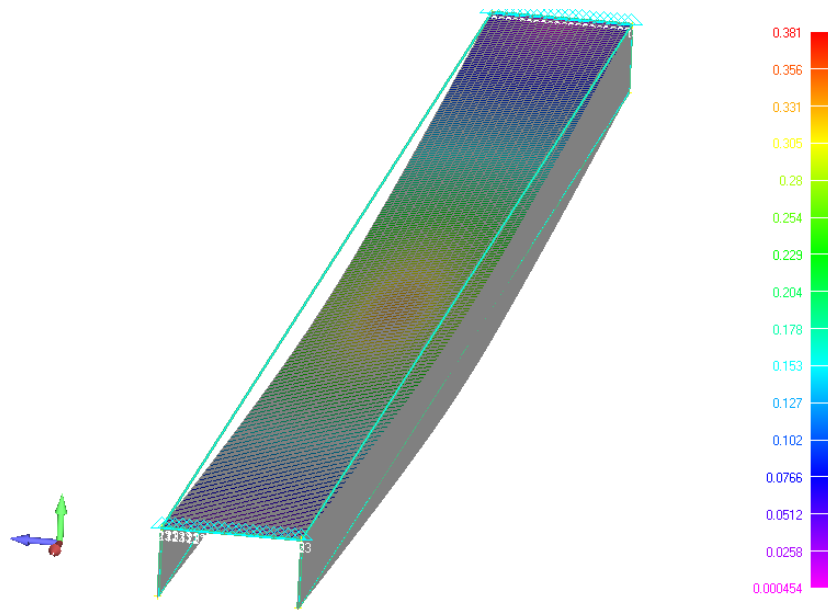
Καθώς αντιστρέφουμε τη διατομή αλλάζει το τμήμα που θλίβεται με αποτέλεσμα να αλλάζει και η συμπεριφορά του στην καταπόνηση από κάμψη. Η ανάλυση σε λυγισμό δε μας δίνει θετικό συντελεστή λ. Μόνο για αρνητικούς συντελεστές έχουμε χαρακτηριστικές μορφές λυγισμού, που είναι ίδιες με αυτές της διατομής u χωρίς ενισχύσεις.

Κατά τη μη γραμμική ανάλυση για $t=2\text{mm}$ το άνω πέλμα της δοκού εμφάνισε ρυτιδώσεις που προκάλεσαν απώλεια της ευστάθειας και διαρροή της διατομής όπως φαίνεται και στα διαγράμματα. Ο τοπικός λυγισμός συμβαίνει ταυτόχρονα και ενισχύεται από την κάμψη της διατομής. (Σχήμα 6.9) Με την αύξηση του πάχους ($t=3\text{mm}$) της διατομής η ρυτίδωση περιορίζεται και η καμπύλη φορτίου – μετατόπισης γίνεται παραβολική. Η αύξηση του πάχους συμβάλλει σημαντικά στην ευστάθεια της διατομής. (Σχήμα 6.10)

Τέλος όπως βλέπουμε στο Γράφημα 6.8 οι καμπύλες ακολουθούν παραβολική καμπύλη που σημαίνει πως η ρυτίδωση του άνω πέλματος δεν προκαλεί διαρροή της δοκού.

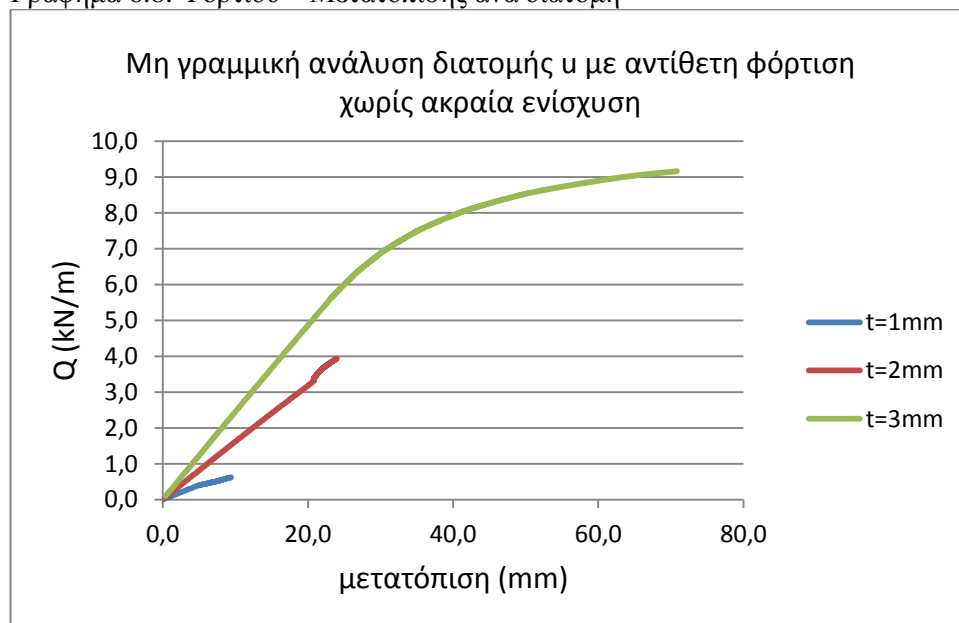


Σχήμα 6.9: Μη γραμμική ανάλυση για διατομή π για $t=2\text{mm}$



Σχήμα 6.10: Μη γραμμική ανάλυση για $t=3\text{mm}$

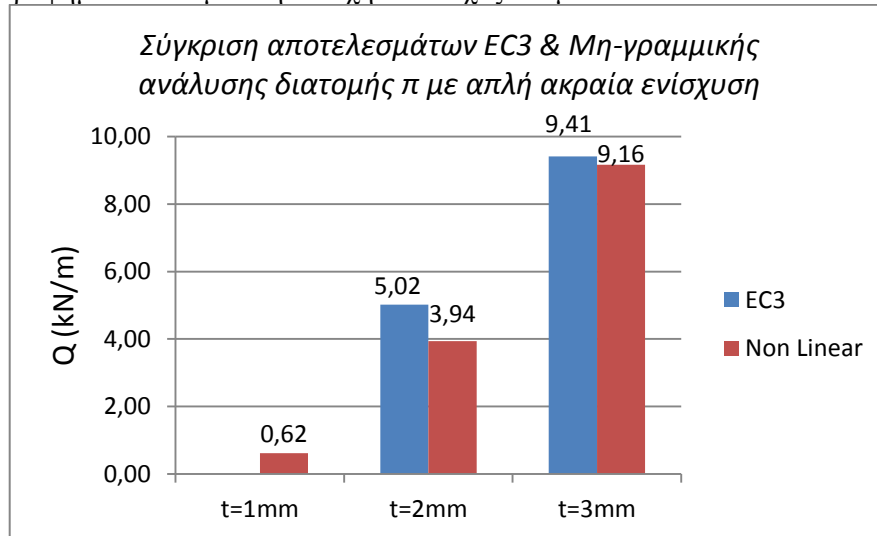
Γράφημα 6.8: Φορτίου – Μετατόπισης ανά διατομή



6.2.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων των τριών μεθόδων για διατομή χωρίς ενισχύσεις

Αντίθετα με τη διατομή u εδώ η μη γραμμική ανάλυση μας δίνει ελαφρώς μικρότερες αντοχές καθώς όμως το πάχος της διατομής αυξάνεται τα αποτελέσματα συγκλίνουν καλύτερα. Αυτό μας δείχνει πως όσο αυξάνουμε το πάχος το υλικό η διατομή παρουσιάζει πιο γραμμική συμπεριφορά.

Γράφημα 6.9: Καμπτική αντοχή ανά πάχος και μέθοδο

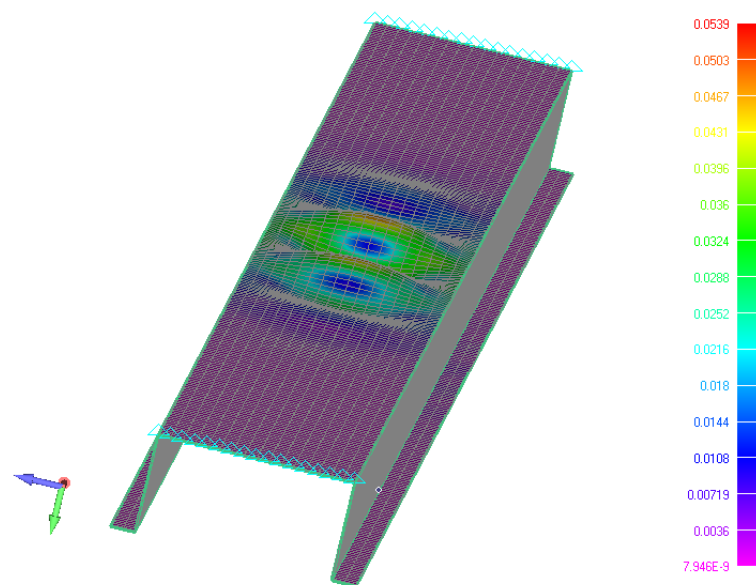


6.2.3 Διατομή τύπου π με απλή ακραία ενίσχυση

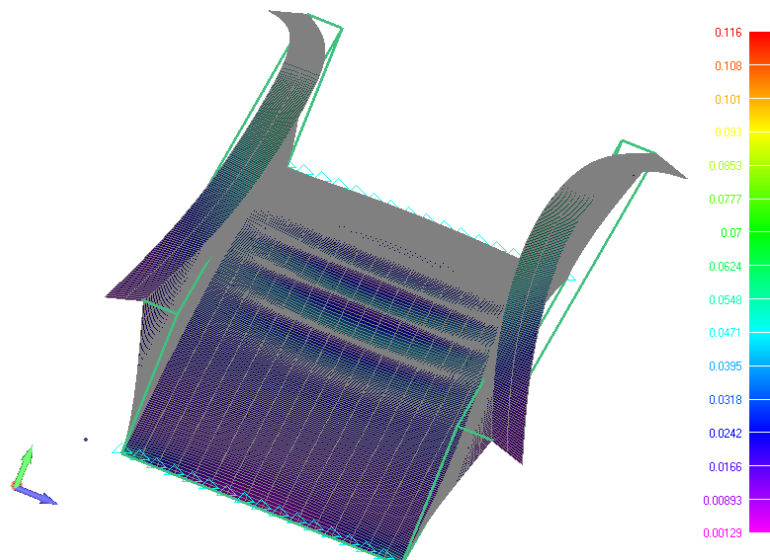
Ανάλογη συμπεριφορά με τη διατομή χωρίς ενισχύσεις έχει και η διατομή με απλή ακραία ενίσχυση. Στο μοντέλο αυτό η ανάλυση σε λυγισμό μας έδωσε θετικές ιδιοτιμές. (Πίνακας 6.3) Εδώ η προσθήκη ενίσχυσης δεν είναι στο τμήμα της διατομής που θλίβεται αλλά στο εφελκόμενο τμήμα. Έτσι δε συμβάλει στην αποφυγή τοπικού λυγισμού, απλώς αλλάζει τη συνολική γεωμετρία του φορέα και επηρεάζει την ακαμψία του. Εδώ ωφέλιμη θα ήταν να τοποθετηθεί ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του άνω πέλματος.

Πίνακας 6.3: Κρίσιμο φορτίο 1^ο λυγισμού (1st Eigenvalue)

	t=1mm	t=2mm	t=3mm
Φορτίο καταπόνησης kN/m	0,01	0,01	0,01
λ_i	0,2986	2,4136	8,1282
Φορτίο 1 ^ο λυγισμού kN/m	0,48	3,86	13,01

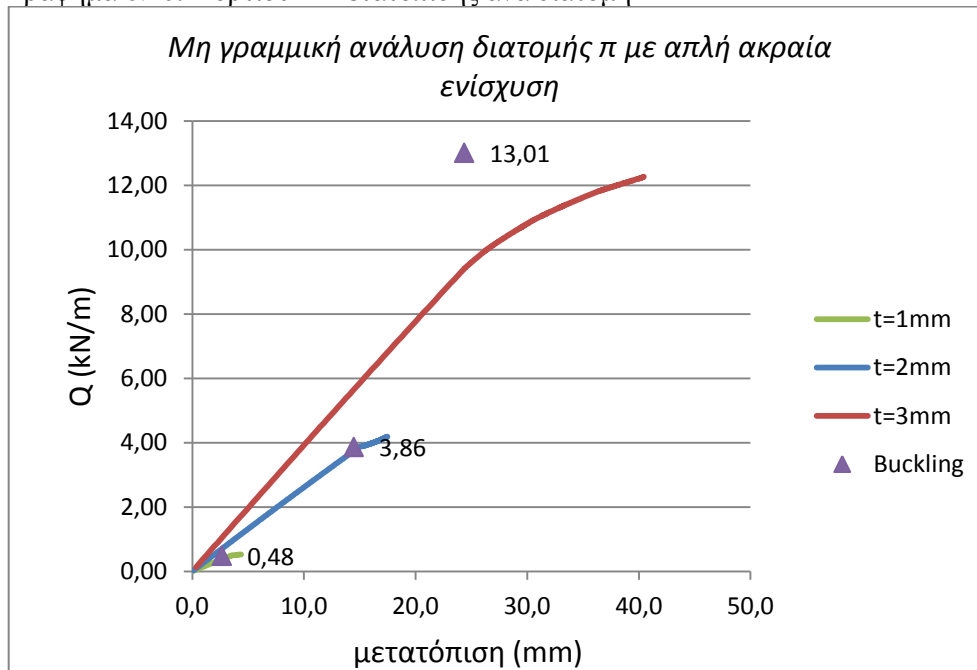


Σχήμα 6.11: Χαρακτηριστική μορφή λυγισμού για $\lambda=0,29$ για t=2mm

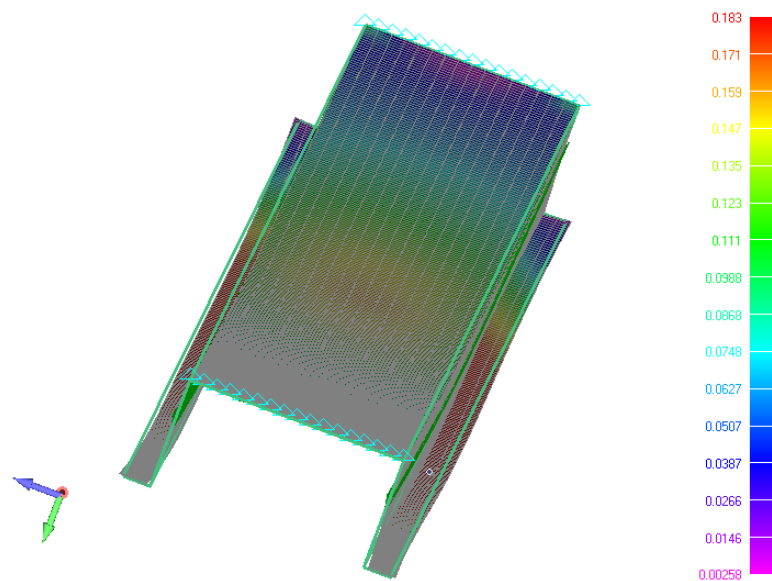


Σχήμα 6.12: Για $t=1\text{mm}$ έχουμε εμφάνιση ρυτίδωσης στο πέλμα

Γράφημα 6.10: Φορτίου – Μετατόπισης ανά διατομή



Ο βαθμός διακριτοποίησης είναι $12,5\text{mm}$. Τα διαγράμματα στη μη γραμμική ανάλυση ακολουθούν παραβολική καμπύλη. Για $t=1\text{mm}$ και 2mm η ρυτίδωση του πέλματος επηρεάζει σημαντικά την ευστάθεια του φορέα. Αυτό φαίνεται καθώς μεταβάλλεται η κλίση στο φορτίο εμφάνισης της 1^{ης} ιδιοτιμής. Την ίδια συμπεριφορά δεν έχουμε για $t=3\text{mm}$ όπου η διατομή αστοχεί πριν την 1^η ιδιοτιμή από λυγισμό μέλους εξαιτίας της κάμψης (Σχήμα 6.13). Στη διατομή αυτή έχουμε και μικρή στρέβλωση της διατομής με τους κορμούς να κλίνουν προς τα μέσα.

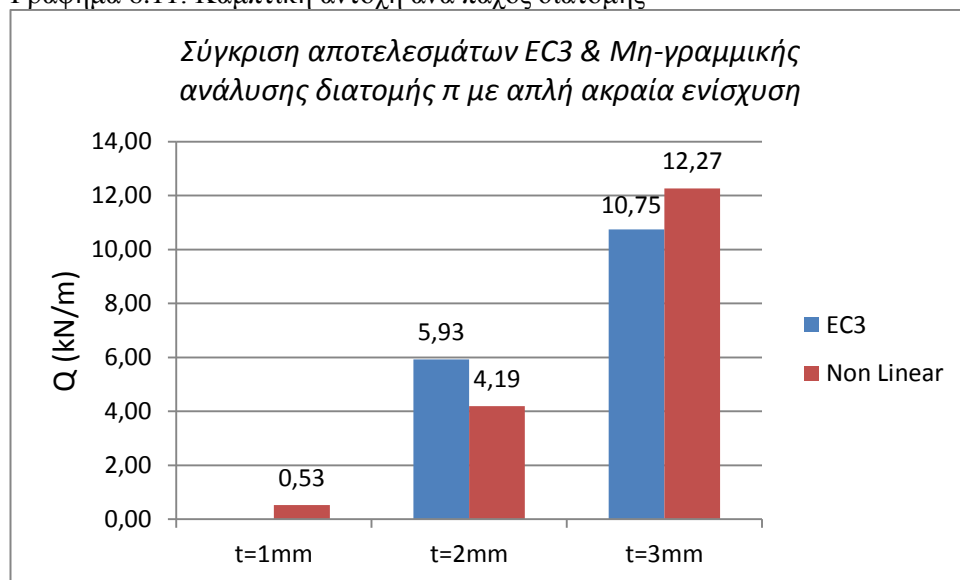


Σχήμα 6.13: Μη γραμμική ανάλυση για $t=3\text{mm}$

6.2.4 Σύγκριση με EC3

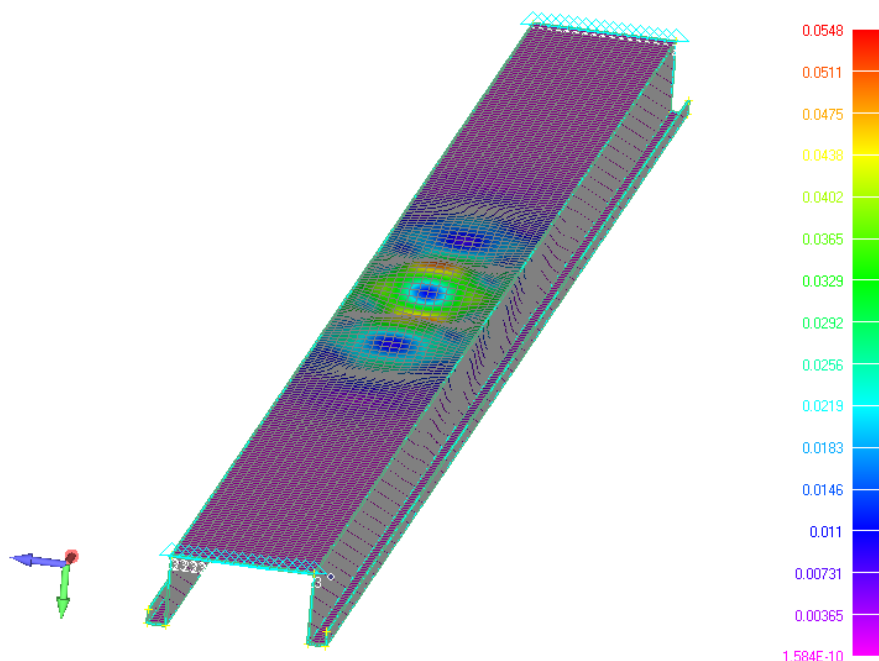
Σε σχέση με την επίλυση σύμφωνα με τις διατάξεις του EC3 παρατηρούμε ότι για $t=2\text{mm}$ η μη γραμμική ανάλυση μας δίνει μικρότερη αντοχή. Αντίθετα για $t=3\text{mm}$ η εικόνα αντιστρέφεται. Αυτό ερμηνεύεται καθώς με την αύξηση του πάχους αυξάνεται και η ακαμψία της διατομής.

Γράφημα 6.11: Καμπτική αντοχή ανά πάχος διατομής



6.2.5 Διατομή τύπου Π με διπλή ακραία ενίσχυση

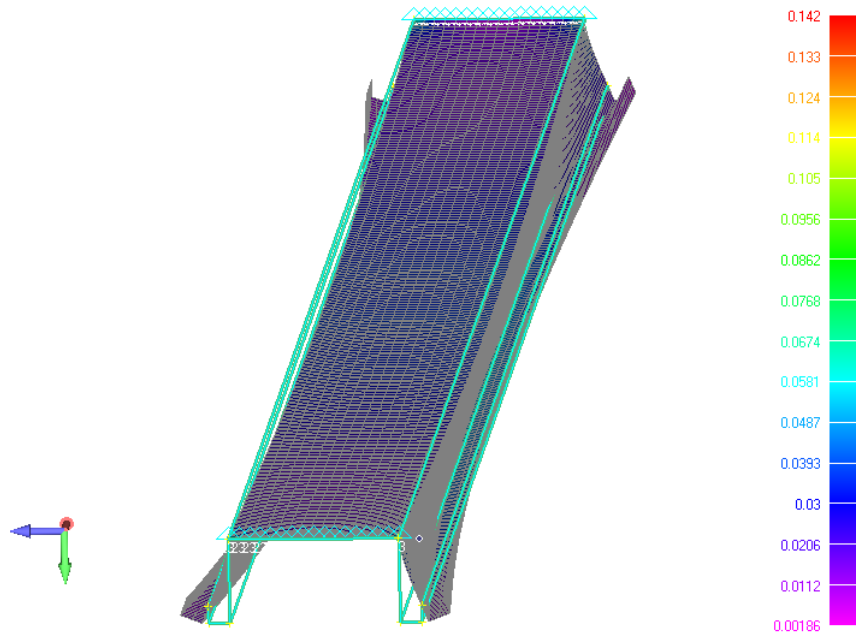
Βλέπουμε τη χαρακτηριστική ρυτίδωση του άνω πέλματος. Ο βαθμός διακριτοποίησης που χρησιμοποιήθηκε είναι 12,5 mm. Η συμπεριφορά είναι ταυτόσημη με τις 2 προηγούμενες αναλύσεις καθώς το άνω πέλμα εμφανίζει χαρακτηριστική ρυτίδωση, μορφή τοπικού λυγισμού εξαιτίας της θλίψης (Σχήμα 6.14). Στη μη γραμμική ανάλυση (Σχήμα 6.15) έχουμε πιο λεπτομερή εικόνα αστοχίας. Για $t=1\text{mm}$ η μορφή αστοχίας είναι σύνθετη καθώς η κάμψη της διατομής προκαλεί στρέβλωση της με τους κορμούς να κλίνουν προς τα μέσα στο κέντρο της δοκού, ενώ αντίθετα να αποκλίνουν στις στηρίξεις. Ταυτόχρονα έχουμε και ρυτίδωση του άνω πέλματος. Όλα τα παραπάνω περιορίζονται σημαντικά καθώς αυξάνεται το πάχος της διατομής και αποτρέπεται η απώλεια ευστάθειας. Όμοια με τις δύο προηγούμενες αναλύσεις οι καμπύλες στο διάγραμμα καμπτικής αντοχής – μετατόπισης είναι παραβολικά, με την εμφάνιση τοπικού λυγισμού ($1^{\text{η}}$ ιδιοτιμή) να αλλάζει την κλίση και να οδηγεί σε απώλεια ευστάθειας και αστοχία (Γράφημα 6.12).



Σχήμα 6.14: Μορφή λυγισμού στην $1^{\text{η}}$ ιδιοτιμή με $\lambda=0,826$ για $t=2\text{mm}$

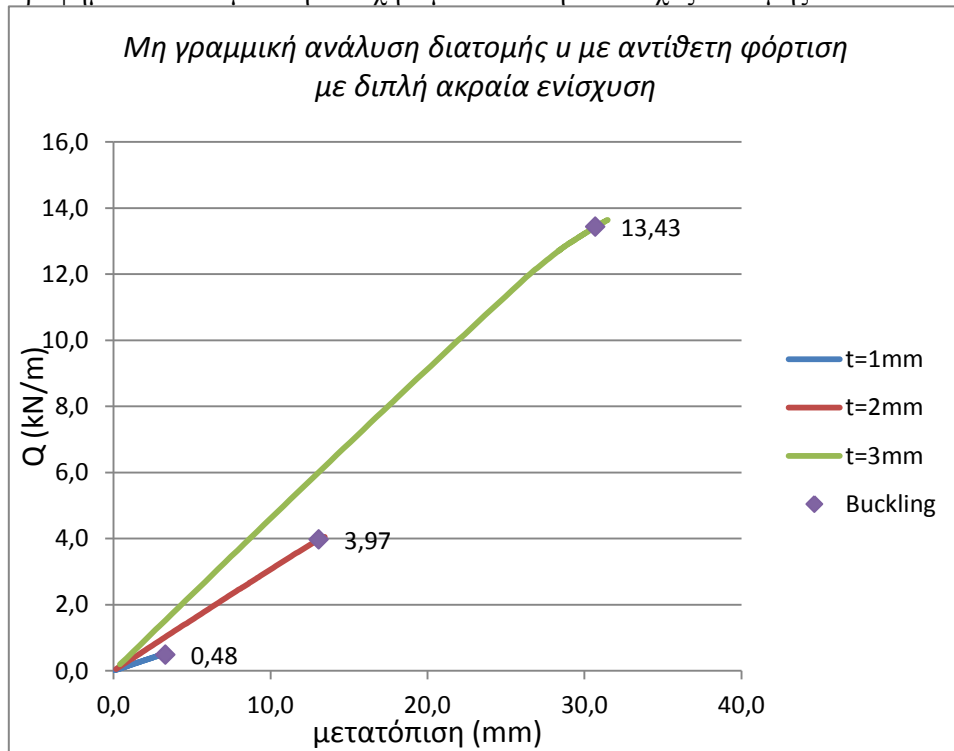
Πίνακας 6.4: Κρίσιμο φορτίο $1^{\text{ου}}$ λυγισμού (1^{st} Eigenvalue)

	$t=1\text{mm}$	$t=2\text{mm}$	$t=3\text{mm}$
Φορτίο καταπόνησης kN/m	0,03	0,03	0,03
λ_1	0,10057	0,8260	2,7974
Φορτίο 1ου λυγισμού kN/m	0,48	3,97	13,43



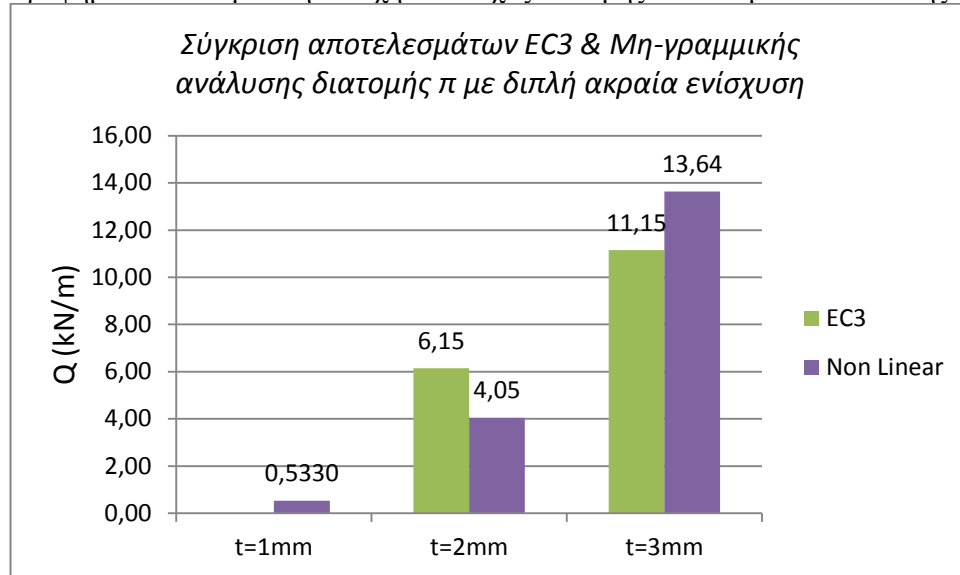
Σχήμα 6.15: Μη γραμμική ανάλυση για $t=1\text{mm}$

Γράφημα 6.12: Καμπτική αντοχή – μετατόπιση ανά πάχος διατομής



6.2.6 Σύγκριση με EC3

Γράφημα 6.13: Καμπτική αντοχή ανά πάχος διατομής και ανά μέθοδο επίλυσης

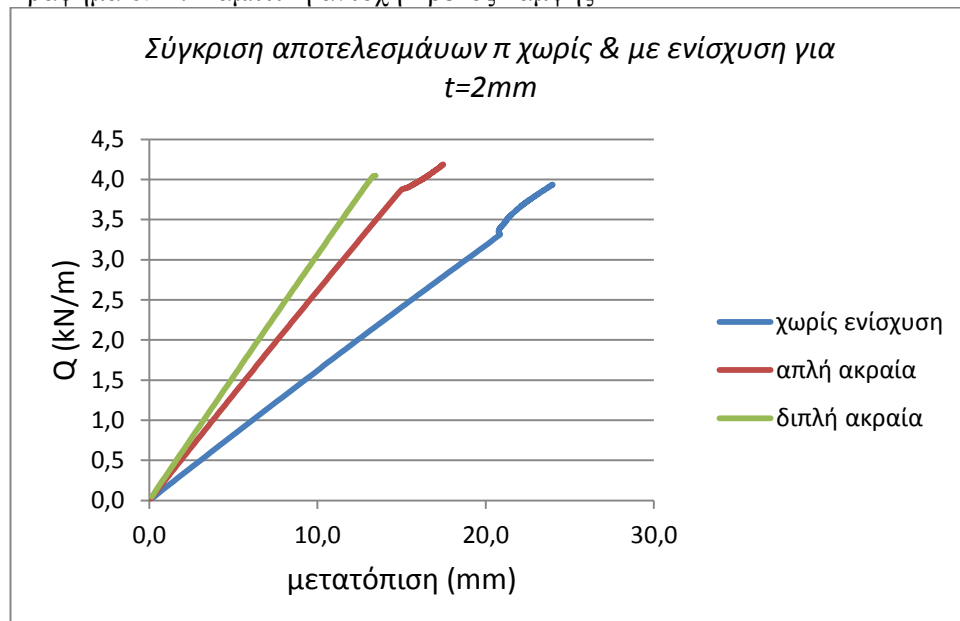


Ο EC3 μας δίνει μεγαλύτερη αντοχή για $t=2\text{mm}$ και μικρότερη για $t=3\text{mm}$. Η ανομοιόμορφη αυτή συμπεριφορά έχει να κάνει με τις παραδοχές του EC3. Όσο αυξάνεται το πάχος αυξάνεται και η ευστάθεια της διατομής.

6.2.7 Συμπεριφορά διατομής π χωρίς και με ενισχύσεις

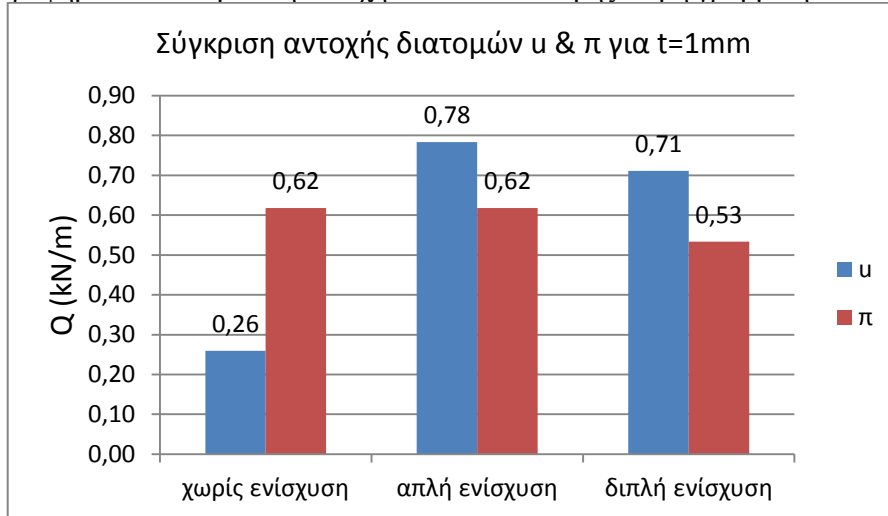
Παρατηρούμε πως οι ενισχύσεις δεν αυξάνουν την αντοχή της διατομής όπως στην περίπτωση της u. Επίσης οι ενισχύσεις περιορίζουν τις μετατοπίσεις και το βέλος κάμψης.

Γράφημα 6.14: Καμπτική αντοχή - βέλος κάμψης

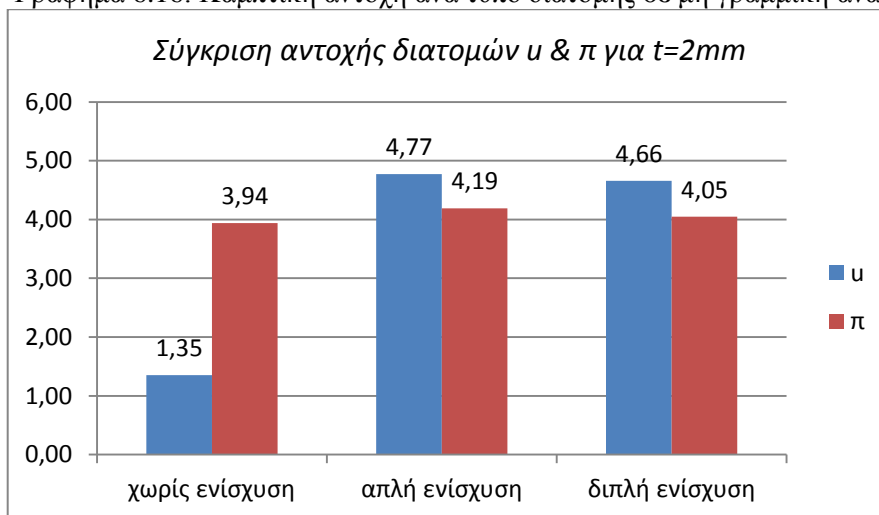


6.3 Σύγκριση διατομών u και π

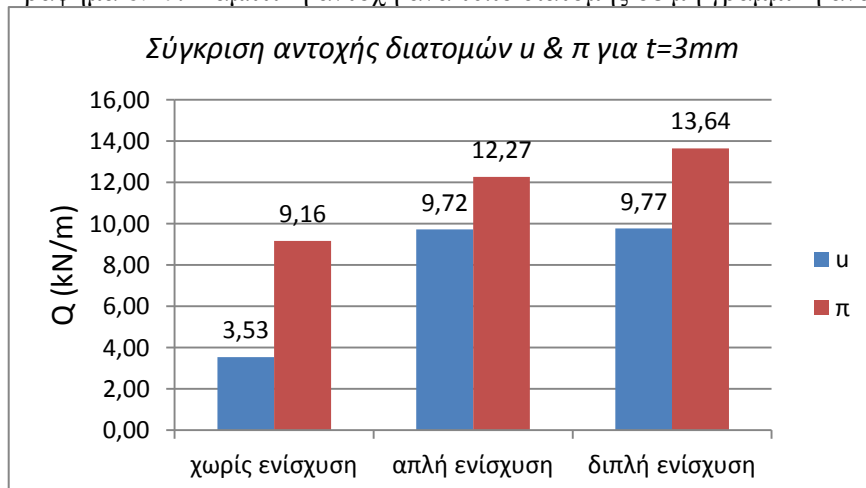
Γράφημα 6.15: Καμπτική αντοχή ανά τύπο διατομής σε μη γραμμική ανάλυση



Γράφημα 6.16: Καμπτική αντοχή ανά τύπο διατομής σε μη γραμμική ανάλυση



Γράφημα 6.17: Καμπτική αντοχή ανά τύπο διατομής σε μη γραμμική ανάλυση



Συγκρίνοντας τις διατομές u και π για $t=3\text{mm}$ (Γράφημα 6.17) μεταξύ τους βλέπουμε πως η π σε όλα τα πάχη εμφανίζει ομοιόμορφη συμπεριφορά. Αυτό ερμηνεύεται καθώς η θλίψη, που αποτελεί κρίσιμο παράγοντα αστοχίας, καταπονεί τους κορμούς περισσότερο όταν το φορτίο εφαρμόζεται στο ελεύθερο άκρο τους παρά όταν εφαρμόζεται στην ακμή μεταξύ πέλματος και κορμού. Επιπλέον παρότι οι ενισχύσεις στη διατομή τύπου π δεν συμβάλουν στην αποτροπή τοπικού λυγισμού, καθώς βρίσκονται στο εφελκόμενο τμήμα της διατομής. Ωστόσο συμβάλουν στη ακαμψία του φορέα και αυξάνουν την καμπτική του αντοχή.

Αντίθετα για $t=2\text{mm}$ και $t=1\text{mm}$ τα αποτελέσματα παρουσιάζουν ανομοιομορφία. Αρχικά φαίνεται πως η διατομή τύπου u με την προσθήκη της ενίσχυσης παρουσιάζει σημαντική αύξηση ακαμψίας. Ενώ στη διατομή τύπου π η προσθήκη ενίσχυσης δεν προσδίδει σημαντική ακαμψία (Γράφημα 6.16 & Γράφημα 6.17).

6.4 Γενικά Συμπεράσματα

Η παρούσα μελέτη είχε ως σκοπό τη μελέτη και ανάλυση της συμπεριφοράς λεπτότοιχων διατομών μορφωμένες με ψυχρή έλαση. Η διαφοροποίηση τους από τις διατομές θερμής έλασης καθιστά σημαντική την μελέτη εκείνων των παραμέτρων που θα αναδείξουν τα σχεδιαστικά τους χαρακτηριστικά και θα αποτρέψουν πιθανές αστοχίες. Στη παρούσα μελέτη 18 αμφιέριστες δοκούς τύπου u με μήκος 3m και με χαρακτηριστικά πάχη των $t=1,2,3\text{mm}$ υποβλήθηκαν σε κάμψη με τη βοήθεια προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων αλλά και σύμφωνα με τις διατάξεις που προβλέπει ο Ευρωκώδικας 3. Επιγραμματικά τα βασικά συμπεράσματα είναι τα εξής:

- Κρίσιμος παράγοντας στην αστοχία από τοπικό λυγισμό είναι η θλίψη. Η τοποθέτηση ενισχύσεων στα τμήματα αυτά αυξάνει στο διπλάσιο την καμπτική τους αντοχή.
- Αν αποφύγουμε τον τοπικό λυγισμό με χρήση ενισχύσεων, στη συνέχεια εμφανίζονται στρεβλώσεις της διατομής με άνοιγμα της διατομής στο κέντρο της δοκού και κλείσιμο αντίστοιχα στις στηρίξεις του. Σε ανάλυση λυγισμού (buckling Analysis), ο λυγισμός σε στρέβλωση συμβαίνει σε μεγαλύτερες τιμές ιδιοτιμές λ .
- Στην ανάλυση σε λυγισμό το φορτίο της 1^{ης} ιδιοτιμής μπορεί να προβλέψει το φορτίο πιθανής διαρροής ή και αστοχίας της δοκού.
- Στις διατομές που πραγματοποιείται αστοχία από τοπικό λυγισμό έχουμε σαφή όριο διαρροής και όσο ο ελαστικός τόσο και μετελαστικός κλάδος του διαγράμματος φορτίου - μετατόπισης παρουσιάζει γραμμική καμπύλη. Αντίθετα στις διατομές που πραγματοποιείται αστοχία από στρέβλωση το διάγραμμα παρουσιάζει παραβολική καμπύλη, με ασαφές όριο διαρροής.
- Η διατομή τύπου π έχει καλύτερη συμπεριφορά από τη διατομή τύπου u εξαιτίας της ακαμψίας που προσφέρει το άνω πέλμα.

- Η αστοχία συμβαίνει εξαιτίας συνδυασμού φαινομένων, όπως τοπικού λυγισμού, κάμψης και στρέβλωσης.
- Όσο αυξάνουμε το πάχος τόσο περιορίζονται τα φαινόμενα τοπικού λυγισμού και μειώνονται τα βέλη κάμψης. Επιπλέον η συμπεριφορά είναι πιο γραμμική και δεν παρουσιάζονται ανομοιομορφίες στα αποτελέσματα όπως σε λεπτότερες διατομές.
- Παρατηρούμε πως η επίλυση σύμφωνα με τον EC3 μας δίνει μικρότερη καμπτική αντοχή σε σχέση με τη μη γραμμική ανάλυση γεγονός που είναι υπέρ της ασφαλείας για διατομές τύπου u. Αντίθετα στις διατομές τύπου π τα αποτελέσματα του EC3 παρουσιάζουν μεγαλύτερη καμπτική αντοχή. Αυτό οφείλεται πιθανόν στις παραδοχές του EC3 περί απομείωσης πάχους της διατομής και ενεργού πλάτους. Σε κάθε περίπτωση η μη γραμμική ανάλυση προσφέρει μεγαλύτερη ακρίβεια αποτελεσμάτων.
- Η διπλή ενίσχυση σε σχέση με την απλή δε έχει έντονη διαφοροποίηση και δεν αυξάνει την καμπτική αντοχή της δοκού.

Βιβλιογραφία

1. Αντωνίου Ν. (1997), «Γραμμική θεωρία ελαστικής ευστάθειας», Εκδόσεις Συμεών
2. Μιχάλτσου Θ. Γεωργίου (2009), «Ελαφρές Μεταλλικές Κατασκευές, Θεωρία και Εφαρμογές», Εκδόσεις Συμεών
3. Βάγιας Κ. Ιωάννης, Dad Dubina (2004), «Σιδηρές Κατασκευές, Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Μιχάλτσου Θ. Γεωργίου (2008), «Ελαφρές Μεταλλικές Κατασκευές, Μέθοδοι Υπολογισμού», Εκδόσεις Συμεών]
5. CEN members (2004), «Ευρωκώδικας EN1993 – Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-3, Πρόσθετοι κανόνες για μέλη και φύλλα ψυχρής έλασης, Εθνικό Προσάρτημα», Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί
6. Τριμίντζιου Σ. Μαρία (2012), «Αντοχή σε θλίψη λεπτότοιχων διατομών C και Z με οπές στον κορμό», Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
7. Οικονόμου Ε. Ντομνίκα (2013), «Κάμψη Λεπτότοιχων Διατομών C και Z με οπή στον κορμό», Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
8. Παΐσι Βασιλική (2007), «Μελέτη Ευστάθειας Λεπτότοιχων Δοκών Διατομής u υπό κάμψη», Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
9. CEN members (2004), «Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting», European Standard Greek Version
10. Wei-Wen Yu, Ph.D. (1973), «Cold-formed Structures», McGraw-Hil, Inc.
11. A.Gherssi, R. Landolfo and F. M. Mazzolani (2002), «Design of Metallic cold-formed thin-walled members», Spon Press in an imprint of the Taylor & Francis Group
12. 2013, «Basic Nonlinear Analysis User's Guide», Siemens Product Lifecycle Management Software Inc
13. 2008, «Nx Nastran, Basic Dynamic Analysis User's Guide», Siemens Product Lifecycle Management software Inc
14. 1986 – 1999, «Femap Commands», Enterprise Software Products Inc.

Διαδουκτιακοί Τόποι

1. <http://www.ruukki.com/Steel/Cold-formed-steel-sections>
2. <http://www.lsfconstruction.co.za/>
3. <http://nashnz.org.nz/>
4. <https://law.resource.org/pub/eur/ibr/en.1993.1.3.2006.html>
5. <https://framecad.com/en/home>
6. <http://www.lgsbd.eu/light-gauge-steel/>
7. <http://appliedcax.com/>
8. http://www.plm.automation.siemens.com/en_us/products/femap/index.shtm