

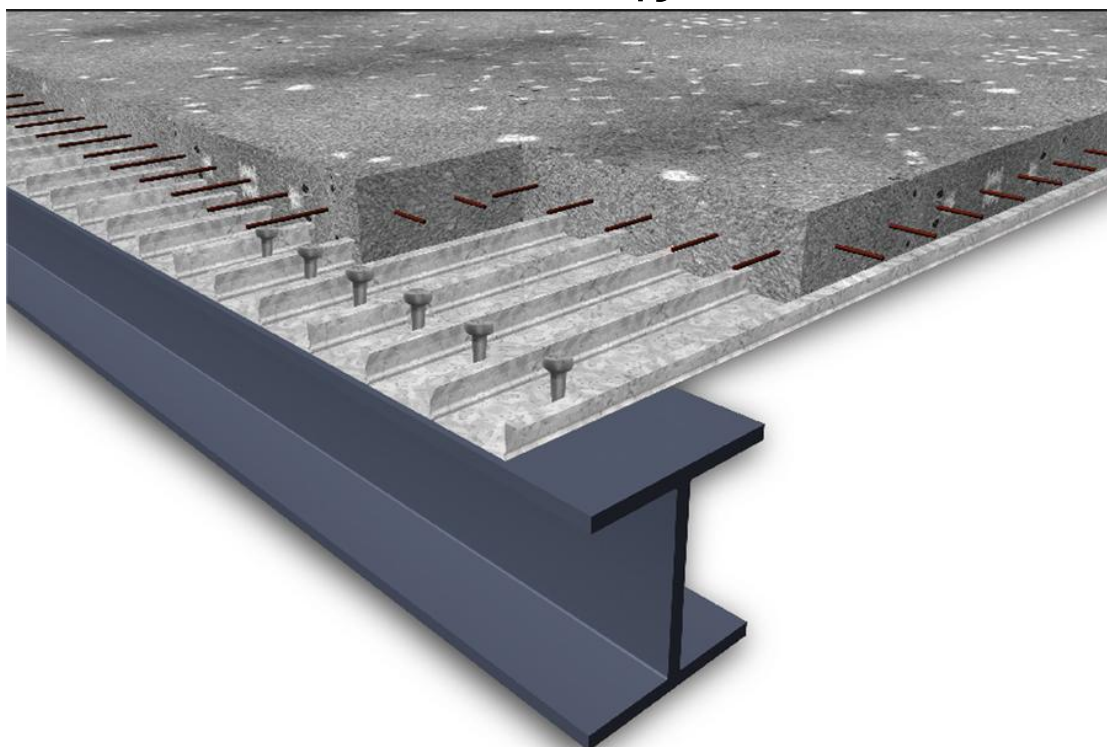


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Έλεγχος Συμμίκτων Πλακών με τη Μέθοδο « m – k » και τη Μέθοδο Μερικής Διατμητικής Σύνδεσης



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μυρσίνη Ν. Μιχαλάκη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Ιούλιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/67

Μιχαλάκη Μ. Ν. (2013).
Έλεγχος Συμμίκτων Πλακών με τη Μέθοδο « m - k » και τη Μέθοδο Μερικής
Διατμητικής Σύνδεσης
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/67
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Michalaki M. N. (2011).
Design of composite slabs by the “m-k” and the partial connection method
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/67
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	5
ABSTRACT.....	6
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	7
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΠΛΑΚΕΣ.....	9
ΓΕΝΙΚΑ.....	9
<i>Φάση Κατασκευής</i>	<i>11</i>
<i>Φάση Λειτουργίας.....</i>	<i>11</i>
ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ	12
ΑΝΤΟΧΕΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ	13
ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΑΝΤΙ ΘΕΤΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ	15
<i>Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα.....</i>	<i>15</i>
<i>Ουδέτερος Άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα</i>	<i>16</i>
ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΑΝΤΙ ΑΡΝΗΤΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ	17
ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΡΗΣΗ	17
ΣΥΝΕΧΕΙΣ ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΠΛΑΚΕΣ	18
ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΑ.....	20
<i>Γενικά.....</i>	<i>20</i>
<i>Εύρεση ενεργού πλάτους λόγω τοπικού λυγισμού.....</i>	<i>24</i>
<i>Εύρεση ενεργού πλάτους λόγω διατμητικής υστέρησης.....</i>	<i>29</i>
ΈΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΩΝ ΚΑΜΨΗΣ	31
ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ	35
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΤΙΣ ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΠΛΑΚΕΣ	37
ΓΕΝΙΚΑ.....	37
ΜΕΘΟΔΟΣ Μ-Κ.....	38
<i>Πειραματική διαδικασία για τον προσδιορισμό των παραμέτρων m - k.....</i>	<i>39</i>
<i>Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση $V_{l,Rd}$.....</i>	<i>41</i>
<i>Μειονεκτήματα της μεθόδου «m-k»</i>	<i>42</i>
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ «ΜΕΡΙΚΟΥ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ»	43
<i>Γενικά.....</i>	<i>43</i>
<i>Όλκιμη – Ψαθυρή Συμπεριφορά Συμμίκτων Πλακών.....</i>	<i>43</i>
<i>Μερικός διατμητικός σύνδεσμος σε όλκιμες σύμμικτες πλάκες.....</i>	<i>44</i>
ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΤΙΜΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ $T_{U,RD}$	49
ΑΚΡΑΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗ.....	50
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: EXCEL	57
ΓΕΝΙΚΑ.....	57
ΓΙΑ ΤΟ ΧΡΗΣΤΗ	57
ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ	63
ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	73
ΑΜΦΙΠΡΕΙΣΤΗ	76
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ Μ-L _x 1	80
2 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ.....	83
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ Μ-L _x 2.....	89
3 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ.....	91
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ Μ-L _x 3.....	96

ΕΦΑΡΜΟΓΗ.....	99
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	102
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	104

Έλεγχος Συμμίκτων Πλακών με τη Μέθοδο «m-k» και τη Μέθοδο Μερικής Διατμητικής Σύνδεσης

Μιχαλάκη Μ. Ν. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Η διπλωματική μου εργασία αφορά στην δημιουργία ενός προγράμματος, χρησιμοποιώντας Microsoft Excel το οποίο να προσδιορίζει με δύο τρόπους την αντοχή διαμήκη διάτμηση μιας σύμμικτης πλάκας, δεδομένων των χαρακτηριστικών του χαλυβδόφυλλου και της πλάκας από σκυρόδεμα. Λόγω της έλλειψης ενός ικανοποιητικού θεωρητικού μοντέλου για την παραλαβή της διαμήκουσ διάτμησης, από την τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος, αναπτύχθηκε μία εμπειρική μέθοδος σχεδιασμού “m-k”. Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο, η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση δίνεται από μία εξίσωση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 όπου οι παράμετροι m, k είναι σταθερές με διαστάσεις τάσης και προσδιορίζονται από πειράματα. Έχει αποδειχθεί ότι η μέθοδος είναι επαρκής για τον σχεδιασμό συμμίκτων πλακών με μικρά ανοίγματα και ψαθυρή συμπεριφορά. Όμως για να αξιοποιήσουμε πλήρως την όλκιμη συμπεριφορά της πλάκας, με καλή συνεργασία των δύο υλικών λόγω εξογκωμάτων στο χαλυβδόφυλλο και μεγαλύτερα ανοίγματα, είναι αναγκαίο να χρησιμοποιήσουμε τη μέθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης. Η δύναμη στην πλάκα μπορεί να υπολογιστεί από το $\tau_{ur,d}$, όπως και το διατμητικό μήκος L_{sf} . Αυτό επιτρέπει τον υπολογισμό της αντοχής σε κάμψη M_{pRd} σε αυτό το τμήμα. Για τον ασφαλή σχεδιασμό σε κάθε διατομή η ροπή σχεδιασμού M_{Ed} δεν πρέπει να υπερβαίνει την ροπή αντοχής M_{Rd} .

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται η μελέτη σε κάμψη της σύμμικτης γέφυρας, του χαλυβδόφυλλου καθώς και έλεγχοι ρηγμάτων και βελών κάμψης. Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται αναλυτική μελέτη της σύμμικτης πλάκας με τις μεθόδους m-k και μερικής διατμητικής σύνδεσης. Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση του προγράμματος excel που αναπτύχθηκε, στο τέταρτο δίνεται μία εφαρμογή και τέλος φαίνονται τα συμπεράσματα από τη σύγκριση των δύο μεθόδων.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2013/67

**Design of composite slabs by the “m-k” and the partial connection
method**

Michalaki M. N. (supervised by Vayas I.)

Abstract

In my diploma thesis I worked on the development of a programme using Microsoft Excel so that it can provide us with the resistance of the composite slab, given all requested parameters by comparing and contrasting two methods. For profiled sheeting that relies on frictional interlock to transmit longitudinal shear, there is no satisfactory conceptual model. This led to the development of the shear-bond test and the empirical ‘m-k’ method of design, where the shear resistance is given by an equation in Eurocode 4 where the parameters m and k are constants with dimensions of stress, determined from shear-bond tests. The method has proved to be an adequate design tool for profiles with short spans and rather brittle behaviour. But to exploit fully the ductile behaviour of profile now available, with good mechanical interlock and longer spans, it is necessary to use a partial-interaction method. The force in the slab can be calculated from τ_{uRd} , as well as the shear span L_{sf} , and that enables the bending resistance M_{pRd} at that section to be calculated. For safe design at any cross-section the design bending moment M_{Ed} does not exceed the design resistance M_{Rd} .

In the first chapter, the buckling resistance of the composite slab is calculated, as well as the sheet design. There are also deflection and crack controls. In the second chapter there is a detailed analysis of the two methods used for longitudinal shear: m-k and partial interaction method. In the third chapter you can find the excel programme that was developed for this thesis and in the fourth chapter there is an application of all the programme. Last but not least, there are the conclusions that came out after comparing and contrasting the two methods.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή του ΕΜΠ, κ Ιωάννη Βάγια, επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, για την εμπιστοσύνη που έδειξε στο πρόσωπο μου αναθέτοντας μου τη μελέτη και τη διεκπεραίωση αυτής, καθώς και για την επιστημονική του καθοδήγηση και υποστήριξη.

Επιπλέον θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς και τα αδέρφια μου για την αγάπη και τη στήριξη που μου προσφέρουν όλα αυτά τα χρόνια.

Μυρσίνη Μιχαλάκη

Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ

Εισαγωγή

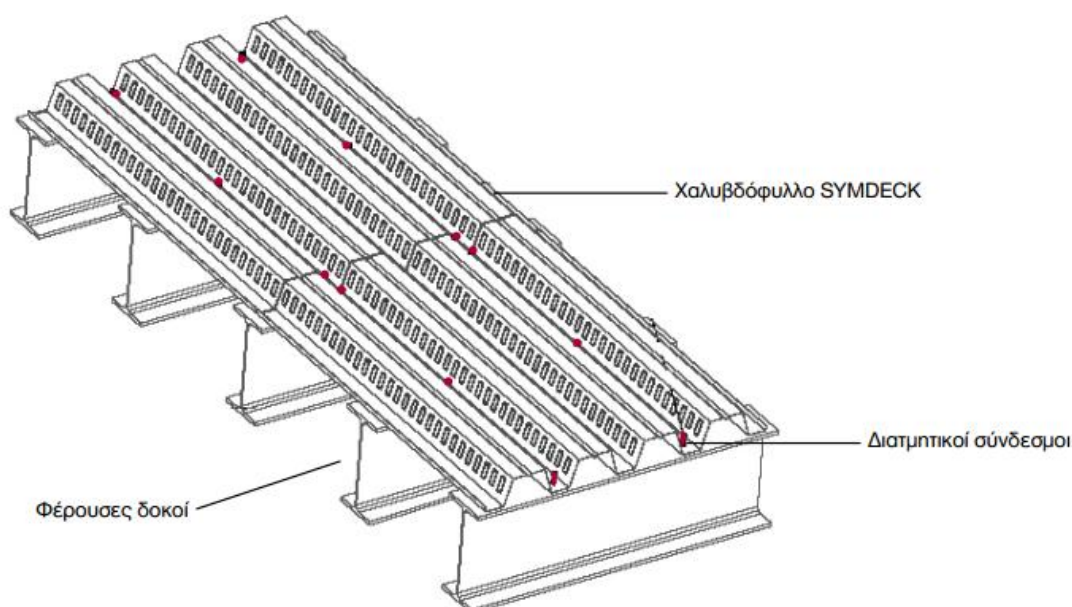
Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η σύγκριση των δύο μεθόδων ελέγχου σε διαμήκη διάτμηση μιας σύμμικτης πλάκας. Η μέθοδος m-k βασίζεται σε πειραματικά αποτελέσματα και είναι επαρκής για σύμμικτες πλάκες με μικρό άνοιγμα και ψαθυρή συμπεριφορά. Βασικό μειονέκτημα της είναι ότι δε λαμβάνει υπόψη την επίδραση ακραίων αγκυρώσεων. Αντίθετα η μέθοδος μερικής διατμητικής σύνδεσης εφαρμόζεται για πλάκες με μεγαλύτερα ανοίγματα και όλκιμη συμπεριφορά κάτι που βοηθάει στην πλήρη εκμετάλλευση της πλάκας. Στο πρόγραμμα του excel δημιουργήθηκε, λοιπόν, γίνονται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας με ιδιαίτερη έμφαση στη διαμήκη διάτμηση στην οποία μέσα από διαγράμματα θα διαπιστώσουμε αν και πόσο υπερέρχει η μία μέθοδος από την άλλη.

Κεφάλαιο 1 : Σύμμικτες Πλάκες

Γενικά

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από φατνωματικά χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Η σύμμικτη μέθοδος κατασκευής πλακών προέρχεται από τη Βόρειο Αμερική και τελευταία εφαρμόζεται όλο και περισσότερο τόσο στην Ευρώπη όσο και στην Ελλάδα. Η χρήση σύμμικτων πλακών έχει γίνει δημοφιλής τα τελευταία χρόνια και έχει συμβάλει στην αύξηση της χρήσης των μεταλλικών κατασκευών σε οικονομικά έργα. Ειδικότερα η χρήση σύμμικτων πλακών έχει συμβάλει και στην αύξηση της χρήσης των μεταλλικών κατασκευών στα οικοδομικά έργα. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους σε σύγκριση με τις κοινές πλάκες από σκυρόδεμα συνοψίζονται στα παρακάτω:

- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής.
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου.
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκιδώσεων
- Επιτυγχάνεται η μείωση των στατικών υψών
- Έχουμε αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς

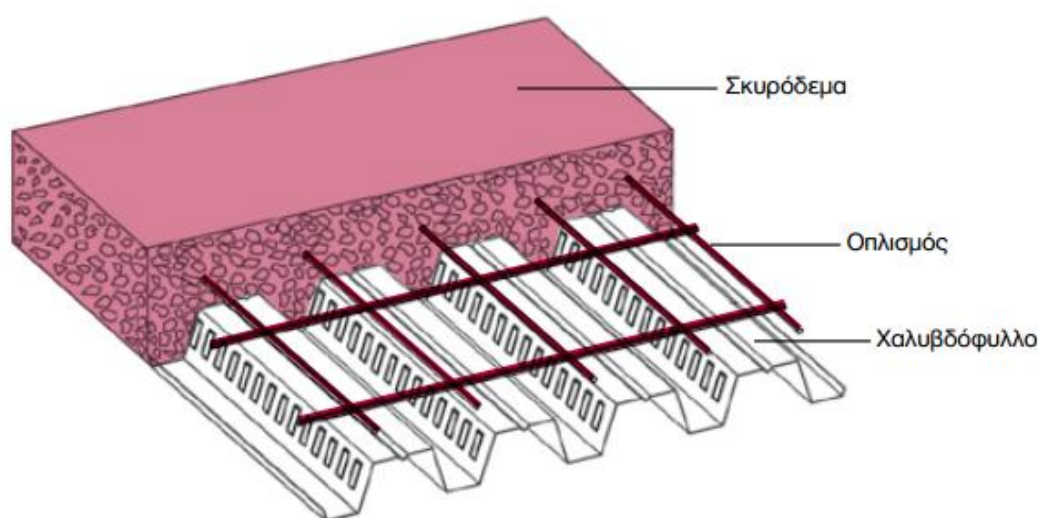


Σχήμα 1: Τυπική διάταξη υποδομής σύμμικτης πλάκας.

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα τα οποία ικανοποιούν μία σειρά από απαιτήσεις:

- λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης (Σχήμα 1).
- Λειτουργούν ως διαφράγματα κατά την διάρκεια της συναρμολόγησης και ευσταθοποιούν τις σιδηροδοκούς έναντι πλευρικού λυγισμού
- Με το μεγάλο μήκος τους επί περισσοτέρων δοκών εξασφαλίζουν τη λειτουργία μιας συνεχούς δοκού
- Χρησιμοποιούνται για την ανάρτηση διαφόρων στοιχείων.
- Κατανέμουν τις παραμορφώσεις λόγω συστολής ξήρανσης και εμποδίζουν μια εκτεταμένη ρηγμάτωση.

Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός (Σχήμα 2) που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στη περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων. Στη πλάκα σκυροδέματος προβλέπεται ελαφρύς οπλισμός..



Σχήμα 2: Διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας

Ο Ευρωκώδικας 4 ορίζει βασικές αρχές και κανόνες εφαρμογής στα τμήματα 7, 10 και το Παράρτημα Ε. Η σχετική Εθνική Εγκύκλιος Εφαρμογής (ΕΕΕ) της Γερμανίας θέτει ωστόσο ορισμένους περιορισμούς. Συγκεκριμένα, χαλυβδόφυλλα μπορούν να χρησιμοποιούνται σαν φέροντα μέλη σύμμικτων πλακών μόνο όταν η παραγωγή και επίβλεψη, καθώς και η διαστασιολόγηση τους ρυθμίζονται από αρμόδια εποπτική αρχή. Επίσης και η διαστασιολόγηση κατά Ευρωκώδικα 4, Τμήμα 7 ή/και Παράρτημα Ε πρέπει να αδειοδοτείται κατά περίπτωση από την εποπτική

αρχή, ή με βάση τις ισχύουσες ρυθμίσεις στα πλαίσια γενικής εποπτικής άδειας δομικών έργων (ρύθμιση στα πλαίσια γενικής πολεοδομικής άδειας).

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας». Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σ' αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

Φάση Κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα, ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης (Τμήμα 1.3). Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. Λεπτομερής αναφορά στην αντοχή του χαλυβδόφυλλου γίνεται σε επόμενο κεφάλαιο.

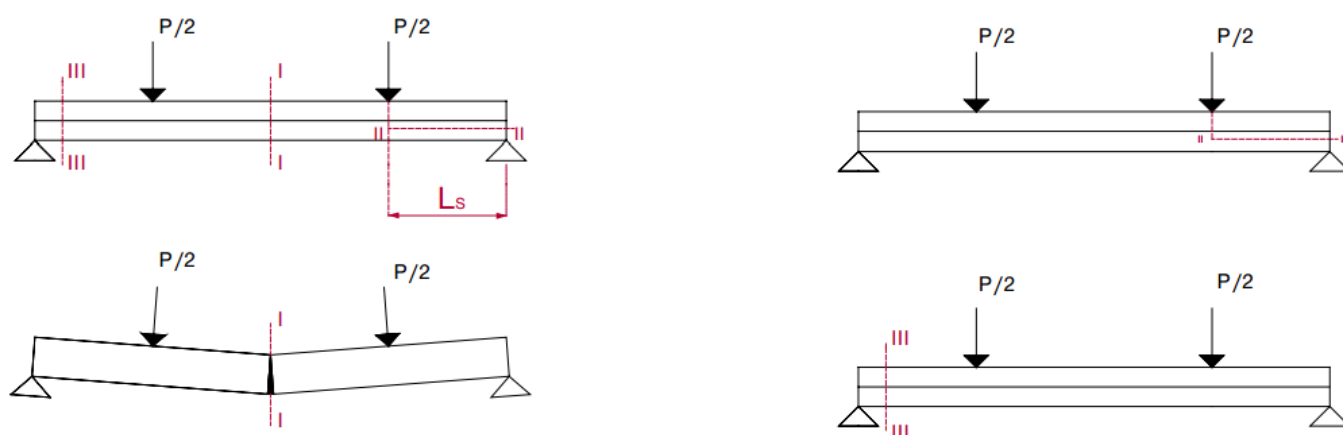
Φάση Λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκους διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια. Ο παραπάνω σχεδιασμός έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας έχει ως σκοπό την αποτροπή των μορφών αστοχίας που περιγράφονται στη συνέχεια και αναλύονται στο κεφάλαιο 1 και 2.

Μορφές Αστοχίας Συμμίκτων Πλακών

Οι σύμμικτες πλάκες δύναται να αστοχήσουν με μία από τις παρακάτω μορφές αστοχίας:

- Καμπτική Αστοχία (κρίσιμη διατομή I)
- Διαμήκης Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή II)
- Κατακόρυφη Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή III)



Σχήμα 3: Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών.

➤ Καμπτική αστοχία

Η καμπτική μορφή αστοχίας επιτυγχάνεται μόνο όταν είναι εξασφαλισμένη η πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος. Σ' αυτή την περίπτωση κρίσιμη είναι η διατομή στο άνοιγμα (διατομή I) καθ' ύψος της οποίας εκδηλώνονται κατακόρυφες ρωγμές.

➤ Αστοχία σε διαμήκη διάτμηση

Όταν οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που εμφανίζονται στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-χαλυβδόφυλλου, δεν παραλαμβάνονται επαρκώς, τότε η καμπτική αστοχία (διατομή I) παύει να είναι κρίσιμη. Αντιθέτως κρίσιμη είναι η οριζόντια διατομή κατά μήκος του διατμητικού μήκους L_s σε μια από δύο τις στηρίξεις (διατομή II) στην οποία εμφανίζεται σχετική ολίσθηση μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος. Προφανώς η αστοχία σ' αυτή την περίπτωση επέρχεται για φορτίο μικρότερο αυτού για το οποίο επέρχεται καμπτική αστοχία. Ο έλεγχος σε διαμήκη διεύθυνση γίνεται με δύο μεθόδους, την πειραματική μέθοδο m-k και τη μέθοδο μερικής διατμητικής σύνδεσης, οι οποίες θα μελετηθούν στο κεφάλαιο 2.

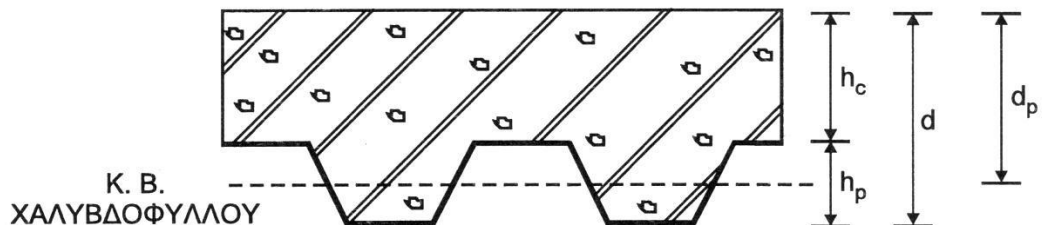
- Αστοχία σε κατακόρυφη διάτμηση (τέμνουσα)

Η κατακόρυφη διατμητική αστοχία είναι καθοριστική σε σύμμικτες πλάκες με μεγάλο ύψος, μικρό άνοιγμα και σχετικά μεγάλα φορτία. Κρίσιμη διατομή είναι η διατομή ΙΙΙ.

Αντοχές Σύμμικτων Πλακών

Οι σύμμικτες πλάκες υποβάλλονται σε φορτία τόσο κάθετα όσο και παράλληλα στο επίπεδο τους. Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως «πλάκες», στη δεύτερη περίπτωση ως «διαφράγματα». Για φορτία κάθετα στο επίπεδο τους λειτουργούν ως διέρειστες πλάκες. Από στατική άποψη συμπεριφέρονται ως «δοκού» για τις οποίες πρέπει να προσδιοριστούν οι ροπές και τέμνουσες αντοχής καθώς και, επειδή πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία, η μεταφορά της διαμήκου διάτμησης. Στην περίπτωση επιβολής σημαντικών συγκεντρωμένων δυνάμεων υπάρχει κίνδυνος διάτμησης της πλάκας, έναντι της οποίας πρέπει να προσδιορισθεί η αντίσταση.

Στις επόμενες παραγράφους θα παρουσιασθεί η μεθοδολογία προσδιορισμού των σχετικών αντοχών στη βάση των προδιαγραφών του Ευρωκώδικα 4. Για τα ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών ισχύουν οι εξής περιορισμοί.



Σχήμα 4 : Ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών

Συνολικό ελάχιστο πάχος: $\min d = 80 \text{ mm}$.

Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $\min h_c = 40 \text{ mm}$.

Εάν οι αυλακώσεις της πλάκας είναι παράλληλες στη διεύθυνση της σιδηροδοκού και η πλάκα συμμετέχει στη λειτουργία της δοκού, ή αν η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία – πράγμα που ισχύει πάντα στα κτίρια – τότε τα αντίστοιχα ελάχιστα πάχη είναι:

$\min d = 90 \text{ mm}$, $\min h_c = 50 \text{ mm}$.

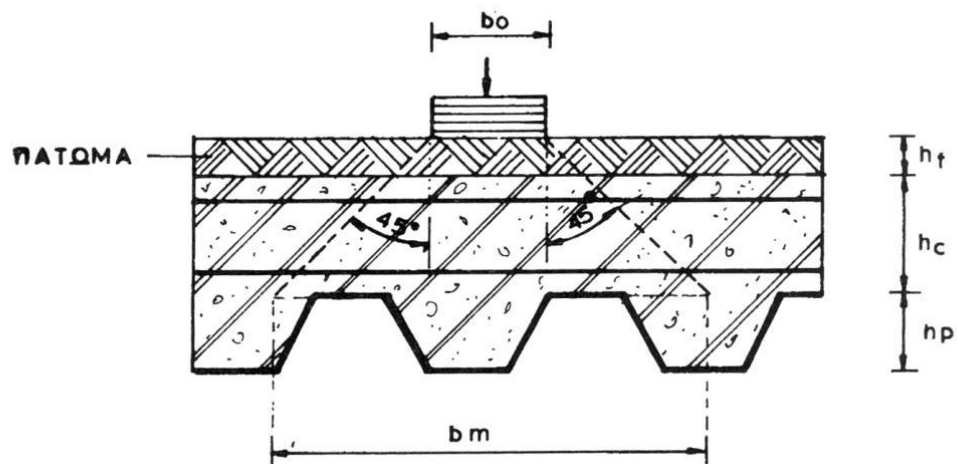
Επίσης, ο κανονισμός επιβάλλει μια καρέ όπλιση της πλάκας με στόχο την ισότροπη κατανομή των φορτίων και προς τις δύο διευθύνσεις. Συνιστάται ο οπλισμός αυτός να είναι στην περιοχή της άνω παρειάς της πλάκας προς αποφυγή μικρορηγματώσεων λόγω ρεολογικών φαινομένων, υγρασίας κλπ. Συχνά όμως για λόγους κατασκευαστικής απλότητας ο οπλισμός εδράζεται επί των χαλυβδόφυλλων.

Για λόγους διάχυσης του σκυροδέματος στις “στενές” περιοχές των χαλυβδόφυλλων περιορίζει επίσης και τη μέγιστη διάμετρο D των αδρανών.

$$D \text{ (mm)} \leq \min (0,4 \cdot h_c, b_0/3, 31,5 \text{mm})$$

Ο προσδιορισμός των δρώντων εντατικών μεγεθών γίνεται με ελαστική ανάλυση, επειδή οι διατομές των χαλυβδόφυλλων είναι συνήθως κατηγορίας 3 ή 4. Επιτρέπεται όμως η ανακατανομή των ροπών στηρίξεων μέχρι 30 % αν η ανάλυση βασίζεται σε αρηγμάτωτες διατομές.

Για κατανεμημένα φορτία, η ανάλυση βασίζεται σε πλάτος πλάκας ίσο με το ένα φάτνωμα του χαλυβδόφυλλου. Συγκεντρωμένα φορτία κατανέμονται υπό γωνία 45° . Το πλάτος κατανομής τους στην άνω στάθμη του χαλυβδόφυλλου είναι συνεπώς ίσο με :



Σχήμα 5: Κατανομή σημειακών Φορτίων

$$b_m = b_0 + 2 \cdot (h_c + h_f)$$

όπου

b_0 = πλάτος συγκεντρωμένου φορτίου,

h_c, h_f = ύψος πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο και το ύψος πατώματος αντιστοίχως

Σε περίπτωση που διατάσσεται κατάλληλος εγκάρσιος οπλισμός διανομής κάτω από τα συγκεντρωμένα φορτία, τότε η πλάκα συμμετέχει στην παραλαβή της έντασης από συγκεντρωμένα φορτία σε πλάτος μεγαλύτερο από b_m . Το αυξημένο πλάτος δίνεται από τις σχέσεις :

α) για τις ροπές κάμψης και την διαμήκη διάτμηση:

- αμφιέριστες δοκοί και ακραίο φάτνωμα συνεχών δοκών:

$$b_{em} = b_m + 2 l_p [1 - (l_p/l)] \leq \text{πλάτος πλάκας}$$

- εσωτερικά φαντώματα συνεχών δοκών:

$$b_{em} = b_m + 1,33 l_p [1 - (l_p/l)] \leq \text{πλάτος πλάκας}$$

β) για τις τέμνουσες:

$$b_{\text{ev}} = b_m + I_p [1 - (I_p/l)] \leq \text{πλάτος πλάκας}$$

όπου

I_p = απόσταση συγκεντρωμένου φορτίου από το πλησιέστερο στήριγμα.

l = άνοιγμα πλάκας στο υπόψη φάτνωμα.

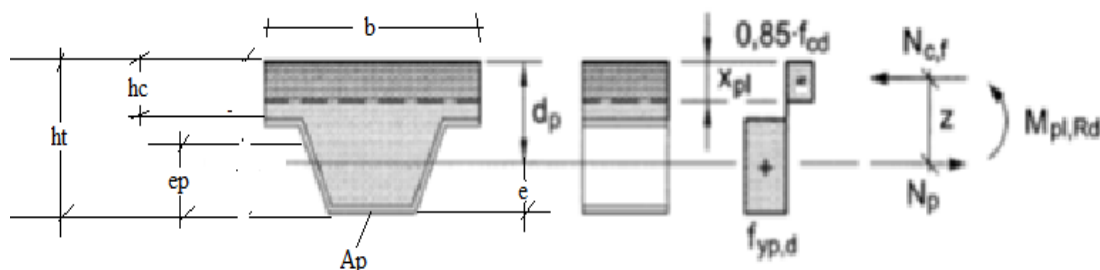
Το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού διανομής είναι 2 % ανηγμένο στο πάχος της πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο. Ο οπλισμός αυτός εκτείνεται σε πλάτος b_{em} και έχει μήκη αγκύρωσης πέραν του πλάτους αυτού ίσα με l_b . Τυχών υπάρχων εγκάρσιος οπλισμός πλάκας από άλλους λόγους συνυπολογίζεται στον ανωτέρω ελάχιστο οπλισμό.

Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης

Η παραλαβή θετικών ροπών κάμψης γίνεται μέσω θλίψης του σκυροδέματος και εφελκυσμού του χαλυβδόφυλλου. Η σχετική πλαστική ροπή αντοχής βρίσκεται εξετάζοντας ένα φάτνωμα χαλυβδόφυλλου πλάτους b στην οριακή κατάσταση, ακολουθώντας την αντίστοιχη μεθοδολογία των δοκών.

Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα

Αποτελεί την πιο συνηθισμένη περίπτωση συμμίκτων πλακών, ιδιαίτερα όταν το ύψος του χαλυβδοφύλλου είναι μικρό:



Σχήμα 6 : Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα.

Θλιπτική δύναμη: $N_{cf} = b \cdot x_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη: $N_p = A_p \cdot f_{yp,d}$

Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη:

$$N_{cf} = N_p \rightarrow x_{pl} = \frac{A_p \cdot f_{yp,d}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} \leq h_c$$

Πλαστική ροπή:
$$M_{pl,Rd}^+ = N_p \cdot \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

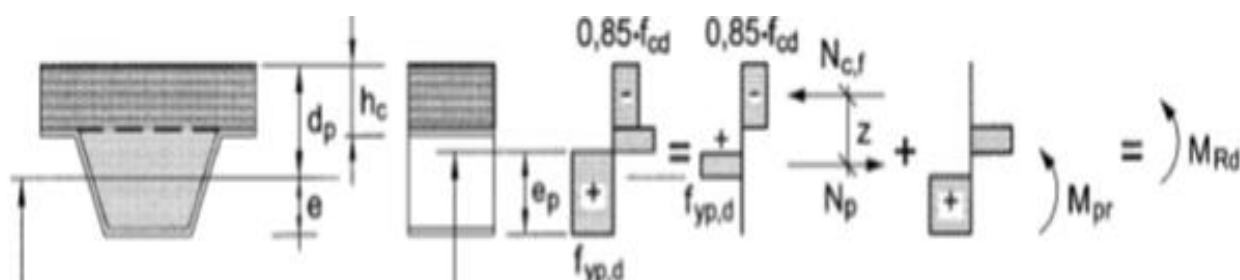
Όπου:

A_p : εμβαδό χάλυβα χαλυβδοφύλλων

d_p : θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου

Ουδέτερος Άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα

Ο υπολογισμός γίνεται με βάση το διάγραμμα τάσεων του σχήματος 7. Τα μεγέθη z και M_{pr} προσδιορίζονται προσεγγιστικά από τις ακόλουθες σχέσεις:



Σχήμα 7 Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας μέσα στο χαλυβδόφυλλο.

$$z = h - 0,5h_c - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_{cf}}{N_p}$$

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_p} \right) \leq M_{pa}$$

Όπου:

N_{cf} , N_p : από τις εξισώσεις παραπάνω (με $x_{pl} = h_c$) και αντιστοίχως

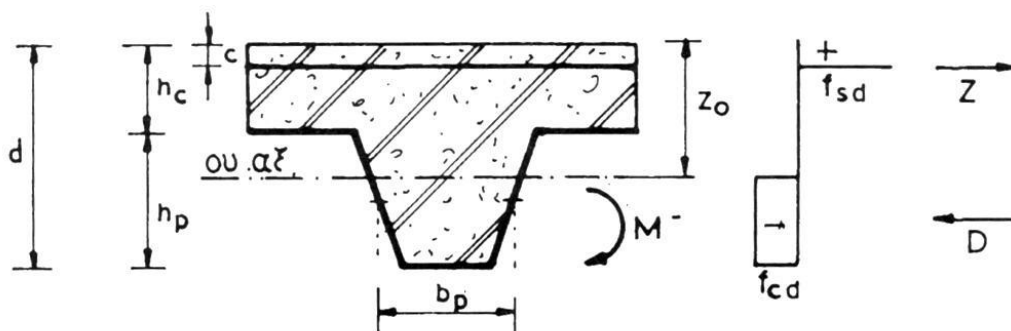
M_{pa} : πλαστική ροπή χαλυβδόφυλλου

Η πλαστική οριακή ροπή είναι τότε ίση με:

$$M_{pl,Rd}^+ = N_{cf} \cdot z + M_{pr}$$

Αντοχή έναντι αρνητικών ροπών κάμψης

Η διατομή μπορεί να προσομοιωθεί ως μία διατομή οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούμενη από τον σιδηροπλισμό της πλάκας και το σκυρόδεμα, όπου προσεγγιστικά η συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται. (Σχήμα 8)



Σχήμα 8: Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για αρνητικές ροπές

Εφελκυστική δύναμη: $N_s = A_s \cdot f_{sd}$

Θλιπτική δύναμη: $N_c = b_p \cdot x_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$

Ουδέτερος άξονας: $x_{pl} = \frac{N_s}{b_p \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}$

Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd}^- = N_s \cdot \left(h - e_s - \frac{x_{pl}}{2} \right)$

Όπου:

A_s : εμβαδόν σιδηροπλισμού πλάκας

b_p : μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου

e_s : επικάλυψη οπλισμού πλάκας

Και τα υπόλοιπα σύμβολα φαίνονται στο σχήμα 8.

Έλεγχος διατομής σε εγκάρσια διάτμηση και διάτρηση

Ο έλεγχος σε εγκάρσια διάτμηση στις σύμμικτες πλάκες μπορεί να αποβεί κρίσιμος σε περιπτώσεις πλακών που έχουν μικρό λόγο μήκους προς πάχους. Οι

σύμμικτες πλάκες παραλαμβάνουν την εγκάρσια τέμνουσα μέσω των νευρώσεων του σκυροδέματος, η παρουσία του χαλυβδόφυλλου αγνοείται και μπορεί να θεωρηθεί ότι οι μέθοδοι υπολογισμού βασίζονται σε αυτές που αφορούν δοκούς οπλισμένου σκυροδέματος μορφής T. Γι' αυτό τον λόγο ο EC4 παραπέμπει στον EC2 που για τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού δίνει:

$$V_{Rd,c} = b_0 \cdot d_p \cdot \tau_{Rd} / b$$

Όπου:

$$\tau_{Rd} = C_{Rk,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l / f_{ck})^{1/3} > v_{min}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} \quad (d_p \text{ σε } mm)$$

$$C_{Rk,c} = 0,18 / \gamma_{ser} = 0,18$$

$$\rho_l = \frac{A_p \cdot b}{b_0 \cdot d_p} \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ σε } MPa)$$

όπου:

b: πλάτος του φατνώματος

b₀ : μέσο πλάτος κυψέλης

d_p : απόσταση κέντρου βάρους του φύλλου από την άνω επιφάνεια της πλάκας

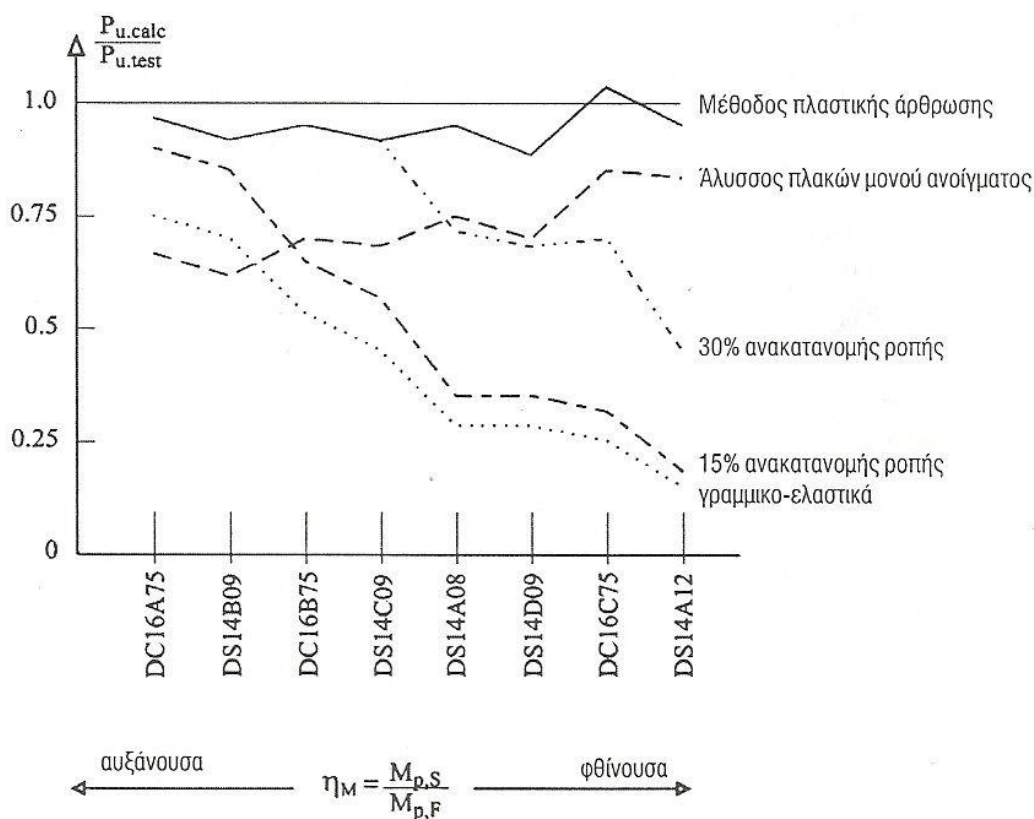
Συνεχείς Σύμμικτες Πλάκες

Η χρήση σύμμικτων πλακών κυρίως σε βιομηχανικά έργα είναι αρκετά διαδεδομένη και ειδικότερα συμφέρουσα είναι η κατασκευή τους με χρήση χαλυβδόφυλλων όσο το δυνατόν μεγαλύτερου μήκους (συνεχείς πλάκες). Ιστόσο με χρήση και μη συνεχών χαλυβδόφυλλων μπορεί να επιτευχθεί η συμπεριφορά συνεχούς σύμμικτης πλάκας. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, τα χαλυβδόφυλλα παίζουν το ρόλο του οπλισμού που αυτό έχει σαν συνέπεια την δυνατότητα μείωσης του ποσοστού οπλισμού στις περιοχές των εσωτερικών υποστρωμάτων του φέροντα οργανισμού. Για την επίτευξη αυτού του στόχου όμως απαιτούνται επαρκή περιθώρια στρέψης γύρω από τα εσωτερικά υποστρώματα για να μπορεί να γίνει ανακατανομή των ροπών.

Σύμφωνα με τον EC4 η συμβολή του χαλυβδόφυλλου λαμβάνεται υπόψη όταν είναι συνεχές στις περιοχές αρνητικών ροπών και προτείνεται:

- Γραμμικο-ελαστικός υπολογισμός με συνυπολογισμό ανακατανομών των ροπών μέχρι ποσοστό 30%.
- Πλαστικός υπολογισμός που στην περίπτωση αποστάσεων υποστρωμάτων μέχρι 3m και χρήση υψηλά όλκιμου οπλισμού δεν απαιτείται έλεγχος στρέψης.
- Υπολογισμός σαν πλάκες ενός ανοίγματος, αγνοώντας την δράση συνεχούς φορέα.

Ο EC4 όμως στην περίπτωση των συνεχών πλακών δεν εξετάζει την μερική σύμμικτη δράση στην διεπιφάνεια επαφής και δεν περιέχει προδιαγραφές για τα περιθώρια στροφής στις στηρίξεις. Στις περιοχές των στηρίξεων (αρνητικές ροπές) ο βαθμός διατμητικού συνδέσμου παίζει δευτερεύοντα ρόλο μιας και επιτυγχάνεται εύκολα η πλήρης συνεργία και άρα η δυνατότητα πλαστικοποίησης της διατομής. Η συνεισφορά του χαλυβδόφυλλου όμως στην αντοχή σε κάμψη της συνολικής διατομής στις περιοχές των στηρίξεων είναι σημαντική όπως και στα περιθώρια στρέψης. Επίσης σε αυτές τις περιοχές η συμπεριφορά των σύμμικτων πλακών θυμίζει αυτή των πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ειδικότερα το αίτιο αστοχίας είναι η διαρροή του οπλισμού από εφελκυσμό για βαθμούς οπλισμού που απαιτούνται για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και η αστοχία στη ζώνη θλίψης του σκυροδέματος για μεγαλύτερους βαθμούς οπλισμού λόγω της αυξανόμενης συρρίκνωσης σ' αυτές τις ζώνες. Στο σχήμα που ακολουθεί (Εικόνα 31) εμφανίζονται τα αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών για συνεχείς σύμμικτες πλάκες δύο ανοιγμάτων και ταξινομημένα σύμφωνα με τον λόγο η_M (φέρουσα ικανότητα σε κάμψη της στήριξης προς την φέρουσα ικανότητα σε κάμψη του ανοίγματος).



Σχήμα 9: Πειραματικά αποτελέσματα συνεχών σύμμικτων πλακών με διαφορετικά υπολογιστικά μοντέλα.

Από το σχήμα προκύπτει ότι στη περίπτωση υψηλής φέρουσας ικανότητας στις στηρίξεις οι γραμμικό-ελαστικές μέθοδοι με περιορισμένη ανακατανομή ροπών δίνουν αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα συγκριτικά με τα αποτελέσματα της μεθόδου «αλύσσου πλακών μονού ανοίγματος» που αποκλίνουν σημαντικά. Αυτό συμβαίνει γιατί για την επίτευξη της οριακής φέρουσας ικανότητας του φορέα απαιτούνται μικρές ανακατανομές ροπών. Στη περίπτωση υψηλής φέρουσας ικανότητας στα ανοίγματα απαιτούνται μεγάλες ανακατανομές ροπών από τη στήριξη προς τα ανοίγματα και επομένως υψηλά περιθώρια στροφής με αποτέλεσμα η μέθοδος «αλύσσος πλακών μονού ανοίγματος» να συνιστά την καλύτερη εναλλακτική λύση σε σχέση με αυτή της πλαστικής άρθρωσης. Ιστόσο και στις δύο περιπτώσεις η θεωρία πλαστικών αρθρώσεων (πλήρης ανακατανομή ροπών) δίνει την πιο ρεαλιστική εκτίμηση των επιτρεπτών φορτίων. Η μέθοδος των πλαστικών αρθρώσεων χωρίς τον συνυπολογισμό του μερικού διατμητικού συνδέσμου δεν είναι εφαρμόσιμη σε όλες τις περιπτώσεις. Ειδικότερα σε σύμμικτες πλάκες με γεωμετρία χαλυβδόφυλλου μορφής 'χελιδονοουράς' με νευρώσεις η μέθοδος πλαστικών αρθρώσεων εφαρμόζεται για ανοίγματα μέχρι 6m.

Σε περιπτώσεις χαλυβδόφυλλου με τραπεζοειδές φάτνωμα η πλαστικοποίηση του ελάσματος δεν είναι εγγυημένη λόγω ύπαρξης κινδύνου πρόωρης αστοχίας στη ζώνη θλίψης του σκυροδέματος (ειδικά σε μεγάλους βαθμούς οπλισμού) με δυνατότητα μικρής ανακατανομής των ροπών. Γι' αυτούς τους λόγους αυτή η μέθοδος εφαρμόζεται σε ανοίγματα μέχρι 3m χωρίς τον συνυπολογισμό του χαλυβδόφυλλου στις περιοχές των στηρίξεων. Τέλος αν κατά την φάση της διαστασιολόγησης προσυπολογιστεί ο μερικός διατμητικός σύνδεσμος στις περιοχές των ανοιγμάτων στην μέθοδο πλαστικών αρθρώσεων ή ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνει με ελαστικές μεθόδους με ανακατανομές, δεν απαιτούνται οι παραπάνω περιορισμοί για το άνοιγμα των υποστυλωμάτων.

Χαλυβδόφυλλα

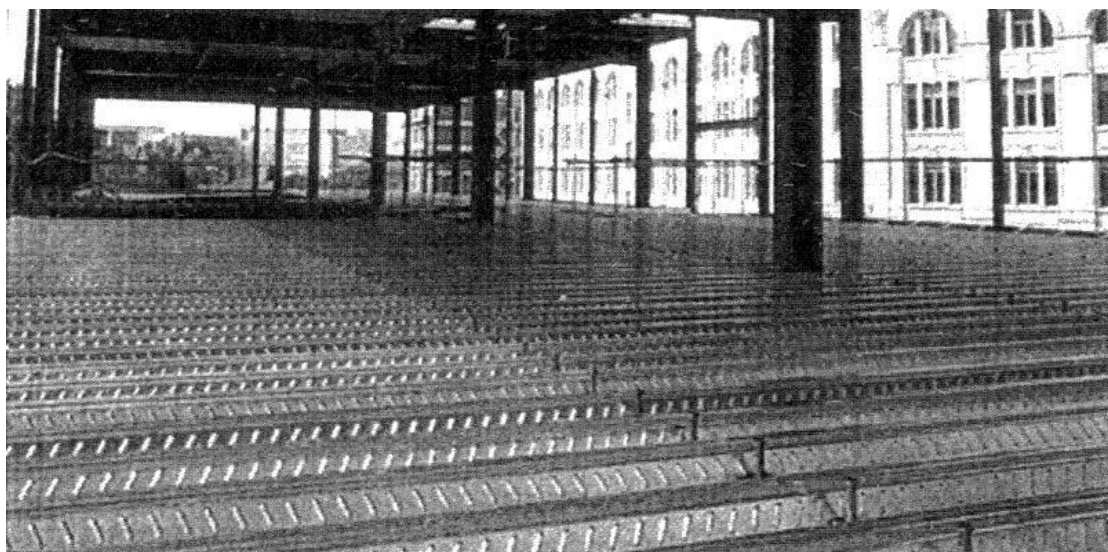
Γενικά

Τα χαλυβδόφυλλα προέρχονται από εν ψυχρώ εξέλαση ταινιών χάλυβα, των λεγόμενων coils. Τα πάχη τους κυμαίνονται συνήθως μεταξύ 0,5 και 2 mm. Για την προστασία έναντι διάβρωσης προβλέπεται γαλβανισμός των επιφανειών τους λόγω του μικρού τους πάχους, κάτι που προσδίδει περίπου 0,4 mm στο πάχος τους. Η παραγωγή τους είναι συνεχής, τα φύλλα όμως κόβονται για λόγους μεταφοράς σε κατάλληλα μήκη συνήθως από 1m μέχρι 6m. Τα ύψη τους κυμαίνονται συναρτήσει του ανοίγματος μεταξύ 45 και 75 mm. Τα πλάτη του κάτω πέλματος κυμαίνονται μεταξύ 150 και 300 mm. Για μεγαλύτερα ανοίγματα μπορεί να προβλεφθεί προσωρινή στήριξη στο μέσο ή στα τρίτα του ανοίγματος κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Τα χαλυβδόφυλλα απαντώνται σε δύο τύπους ,στη μορφή χελιδονοουράς και στην τραπεζοειδή (Σχήμα 11)

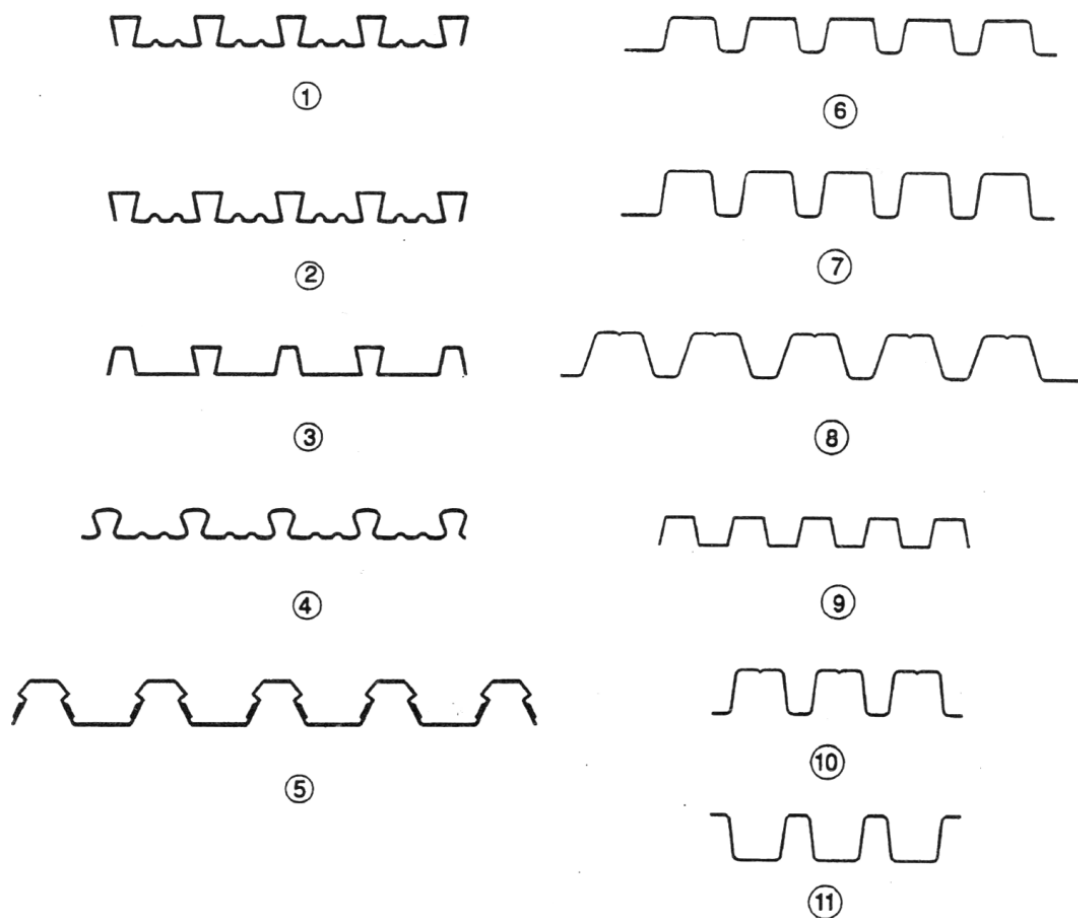
Ένα από τα χαρακτηριστικά των λεπτότοιχων ελασμάτων είναι το εξαιρετικά μεγάλο πλάτος τους σε σχέση με πάχος τους (πχ λαμαρίνα επικάλυψης πλάτους 1m και πάχους 6mm), κάτι που τα καθιστά ιδιαίτερα εύκαμπτα, ώστε και απλή σημειακή καταπόνηση να προσδίδει σημαντικές παραμορφώσεις. Επίσης, ακριβώς λόγω της ψυχρής έλασης τους, έχουμε σημαντικές γεωμετρικές ατέλειες.

Όλα τα παραπάνω δημιουργούν κάποια προβλήματα τα οποία οφείλουν να ελεγχθούν. Τέτοια είναι ο τοπικός λυγισμός και η διατμητική υστέρηση, και αντιμετωπίζονται με την μόρφωση ενισχυτικών ακαμψίας στα πέλματα και τον κορμό.

Η τοποθέτηση των χαλυβδόφυλλων γίνεται συνήθως κάθετα στις δοκούς. Οι διατμητικοί ήλοι προς εξασφάλιση της ακραίας αγκύρωσης συγκολλούνται κατά κανόνα δια μέσω των φύλλων στα πέλματα των δοκών (Σχ. 10). Σε αυτή τη περίπτωση πρέπει το μέγιστο πάχος των φύλλων να είναι 1,25 mm και τα φύλλα να είναι καθαρά και ελεύθερα από υγρασία. Τέλος πρέπει να απομακρυνθεί κάθε χρώμα ή λοιπή επίστρωση από το πέλμα της σιδηροδοκού στη θέση της συγκόλλησης. Για μεγαλύτερα πάχη είναι δυνατή όμως και η διάνοιξη οπών από τις οποίες θα διέλθουν οι ήλοι.



Σχήμα 10: Τυπική διάταξη χαλυβδόφυλλων



Σχήμα 11: Τύποι Χαλυβδόφυλλων

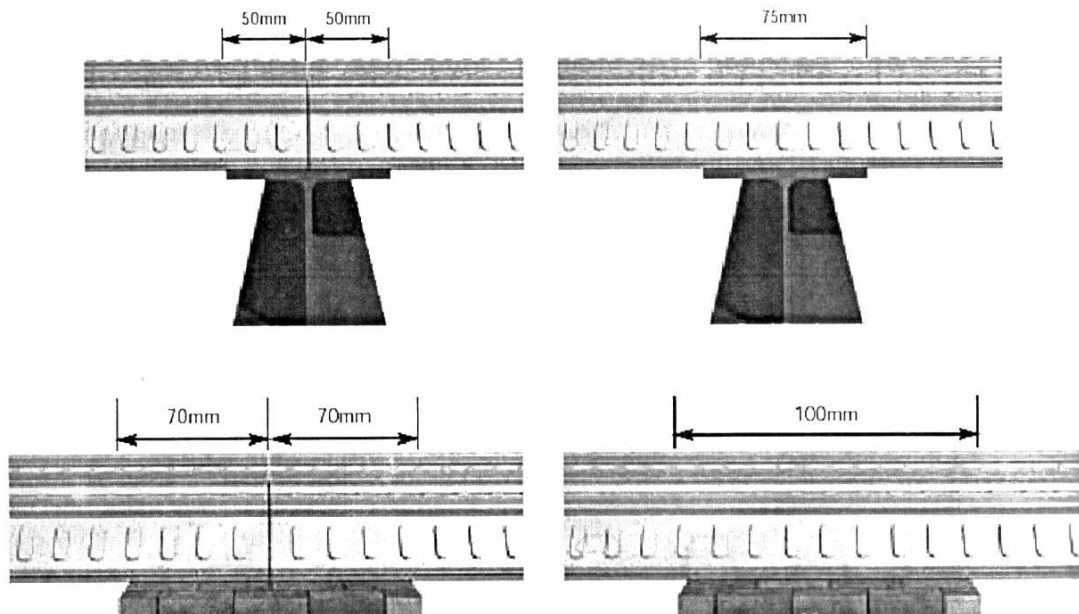
Όπως φαίνεται και από το παραπάνω σχήμα που δείχνει τους τύπους των χαλυβδόφυλλων, υπάρχει τεράστια ποικιλία χαλυβδόφυλλων υψηλής συνάφειας για εφαρμογή σε σύμμικτες πλάκες. Γενικώς, διακρίνονται σε χαλυβδόφυλλα ανοικτής γεωμετρίας και τύπου Hologib. Τα ανοικτής γεωμετρίας έχουν νευρώσεις μεγαλύτερου ύψους είναι πιο ισχυρά και χρησιμοποιούνται όταν απαιτείται αποφυγή προσωρινής υποστήριξης και αραιή διαδοκίδωση. Με τα τύπου Hologib επιτυγχάνονται πιο συμπαγείς σύμμικτες πλάκες με καλύτερη ηχομόνωση και υψηλότερη αντοχή σε διαμήκη διάτμηση των ήλων. Τα τύπου Hologib πλεονεκτούν επίσης λόγω της δυνατότητας κρέμασης ψευδοροφών, σωληνώσεων κ.α. μέσω του κενού των νευρώσεών τους. Η συγκόλληση ήλων δια μέσου του χαλυβδόφυλλου μπορεί υπό δυσμενείς συνθήκες να είναι προβληματική. Γι' αυτό συνιστάται να ακολουθούνται οι ακόλουθες οδηγίες:

Συγκόλληση διαμέσου χαλυβδόφυλλου:

- Ήλος διαμέτρου $d \leq 19 \text{ mm}$
- Απουσία υγρασίας, ύδατος στην περιοχή της συγκόλλησης
- Χαλυβδόφυλλο πάχους $0,7 \text{ mm} \leq t \leq 1,25 \text{ mm}$ (αν και ο Ευρωκώδικας 3 πλέον επιτρέπει πάχος $0,45 \text{ mm} \leq t \leq 15 \text{ mm}$)
- Πάχος επιψευδαργύρωσης $\leq 30 \text{ }\mu\text{m}$
- Όχι συγκόλληση σε σημεία αλληλεπικάλυψης χαλυβδόφυλλων

- Χαλυβδόφυλλο υψηλής συνάφειας πιστοποιημένο για χρήση σε σύμμικτες πλάκες

Ο κανονισμός επίσης επιβάλλει ελάχιστα μήκη έδρασης για χαλυβδόφυλλα που εδράζονται σε τοιχία ή τοίχους. Τα μήκη αυτά επιβάλλονται προς αποφυγή τυχηματικής μετατόπισης κατά την κατασκευή.



Σχήμα 12: Ελάχιστα πλάτη έδρασης χαλυβδόφυλλων

Τα αντίστοιχα ελάχιστα πλάτη έδρασης όμως της σύμμικτης πλάκας είναι 75 και 100 mm, λίγο μεγαλύτερα δηλαδή από τα αντίστοιχα πλάτη των χαλυβδόφυλλων. Αν γίνεται δηλαδή υπερκάλυψη των φύλλων στις θέσεις των στηρίξεων, τότε τα ελάχιστα πλάτη υπερκάλυψης είναι 25 και 30 mm ,ανάλογα με το υλικό του φορέα στήριξης ως ανωτέρω.

Τα χαλυβδόφυλλα παραλαμβάνουν στη φάση κατασκευής –πριν δηλαδή την πήξη του έγχυτου σκυροδέματος –κατακόρυφα και πιθανόν οριζόντια φορτία ως ακολούθως :

- Τα ίδια βάρη τους
- Τα ίδια βάρη του σκυροδέματος
- Τα κατακόρυφα φορτία κατά τη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος
- Οριζόντια φορτία αν προβλέπεται να εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία κατά τη φάση της κατασκευής

Τα ίδια βάρη προσδιορίζονται από τις ονομαστικές διαστάσεις των στοιχείων. Λόγω παραμορφώσεων των φύλλων είναι όμως πιθανό το πραγματικό πάχος της πλάκας σκυροδέματος να προκύψει μεγαλύτερο από την ονομαστική τιμή. Ο Ευρωκώδικας 4 αναφέρει ότι η αύξηση του πάχους πρέπει να λαμβάνεται υπόψη αν

το βέλος του φύλλου δ λόγω ιδίου βάρους του και βάρους του σκυροδέματος ξεπερνά το 1/180 ή τα 20 mm. Αυτό γίνεται αυξάνοντας π.χ. το πάχος της πλάκας κατά 0,7δ.

Το φορτίο διάστρωσης αποτελείται σύμφωνα με τον EC 4 από ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $0,75 \text{ KN/m}^2$ συν ένα κινητό φορτίο $0,75 \text{ KN/m}^2$ που δρα σε επιφάνεια $3 \times 3 \text{ m}$.

Τα οριζόντια φορτία προέρχονται κυρίως από πλευρικές δυνάμεις εκτροπής άλλων δομικών στοιχείων, την ευστάθεια των οποίων εξασφαλίζουν τα χαλυβδόφυλλα. Τιμές των φορτίων αυτών προσδιορίζονται κατά την ανάλυση των στοιχείων ή από σχετικές προδιαγραφές. Ο προσδιορισμός των αντιστάσεων των χαλυβδόφυλλων γίνεται με βάση προδιαγραφές και κανονισμούς για τη μελέτη λεπτότοιχων χαλύβδινων στοιχείων με εν ψυχρώ διαμόρφωση. Τέτοιες προδιαγραφές είναι το μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 3, η γερμανική οδηγία DASt-Richtlinie 015, κ.λ.π. Η σύγκριση των δρώντων εντατικών μεγεθών με τις αντίστοιχες αντοχές των χαλυβδόφυλλων θα δείξει, αν στη φάση κατασκευής χρειάζεται ενδιάμεση υποστήριξη των χαλυβδόφυλλων, πράγμα που συμβαίνει για μεγάλα ανοίγματα.

Ας αναφερθεί εδώ ότι από τη στατική άποψη τα χαλυβδόφυλλα αποτελούν συνήθως διατομές κατηγορίας 4, η αντίσταση των οποίων για φορτία κάθετα στο επίπεδο τους βρίσκεται με θεώρηση ενεργών επιφανειών στα θλιβόμενα πλακοειδή τμήματα της διατομής όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στην επόμενη παράγραφο. Ο υπολογισμός δηλαδή γίνεται για την υποκατάστατη, ενεργό διατομή στη θέση της πλήρους διατομής (Σχήμα 13).



Σχήμα 13: Ενεργός διατομή χαλυβδόφυλλου

Μετά τον προσδιορισμό της καμπτικής ροπής αντοχής M_{Rd} , βρίσκεται η τέμνουσα αντοχής V_{Rd} και η αλληλεπίδραση αυτών. Επίσης βρίσκεται η αντίσταση έναντι συγκεντρωμένων φορτίων P_{Rd} και η αλληλεπίδραση με τις ροπές M_{Rd} . Η αντίσταση και δυσκαμψία των χαλυβδόφυλλων για φορτία παράλληλα στο επίπεδο τους βρίσκεται σε συνάρτηση της αντοχής και της δυσκαμψίας τόσο του ίδιου του χαλυβδόφυλλου, όσο και του τρόπου σύνδεσης του με τις δοκούς, η οποία επηρεάζει σημαντικά τη συμπεριφορά.

Εύρεση ενεργού πλάτους λόγω τοπικού λυγισμού

Ο τοπικός λυγισμός είναι σύνηθες φαινόμενο για διατομές κατηγορίας 4 και επηρεάζει σημαντικά τον τρόπο μελέτης της διατομής με τους εξής τρόπους:

- Υπαισέρχεται τόσο στον προσδιορισμό της αντοχής όσο και της δυσκαμψίας
- Η διατομή απομειώνεται (ενεργός διατομή) καθώς μέρος αυτής είναι σε θέση να παραλάβει τις ασκούμενες δράσεις

- Λόγω της απομείωσης της διατομής αλλάζει η θέση του κέντρου βάρους αυτής
- Κατά τον προσδιορισμό της αντοχής έναντι τοπικού λυγισμού λαμβάνεται υπόψη ότι το όριο διαρροής f_y είναι ίσο με το όριο διαρροής του βασικού υλικού f_{yb} .
- Κατά τον προσδιορισμό της αντοχής της διατομής, το ενεργό πλάτος θλιβόμενου στοιχείου βρίσκεται στη βάση της θλιπτικής τάσης $\sigma_{com,Ed}$ του στοιχείου κατά την επίτευξη της αντοχής.
- Για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, τα ενεργά πλάτη προσδιορίζονται για επίπεδο τάσεων των στοιχείων $\sigma_{com,Ed,ser}$ για τα φορτία λειτουργίας.
- Ο λυγισμός με στρέβλωση της διατομής λαμβάνεται υπόψη αν αποτελεί το κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας.

Για τον υπολογισμό της ενεργού διατομής, ακολουθούμε τη διαδικασία που αναφέρεται στους πίνακες 1 και 2 για κάθε τμήμα της διατομής. Με βάση τη μέγιστη θλιπτική τάση $\sigma_{com,Ed}$ του στοιχείου (η οποία υπολογίζεται με θεωρία 2^{ης} τάξης με χρήση της ενεργού διατομής) όταν η διατομή φτάσει στην αντοχή της, υπολογίζουμε το μειωτικό συντελεστή ρ ο οποίος απαιτείται για τον υπολογισμό του b_{eff} .

Αν τεθεί $\sigma_{com,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}$ (μέγιστη θλιπτική τάση ίση με το όριο διαρροής προς το συντελεστή ασφαλείας) ο μειωτικός συντελεστής υπολογίζεται ως εξής:

$$\begin{aligned} - \bar{\lambda}_\rho \leq 0,673 & \quad \rightarrow \quad \rho = 1 \\ - \bar{\lambda}_\rho > 0,673 & \quad \rightarrow \end{aligned}$$

Για στοιχεία εδραζόμενα σε δύο διαμήκεις πλευρές:

$$\rho = \frac{1 - 0,05 \cdot \frac{3 + \psi}{\bar{\lambda}_\rho}}{\bar{\lambda}_\rho} \leq 1$$

Για στοιχεία εδραζόμενα σε μία διαμήκη πλευρές:

$$\rho = \frac{1 - \frac{0,1875}{\bar{\lambda}_\rho}}{\bar{\lambda}_\rho} \leq 1$$

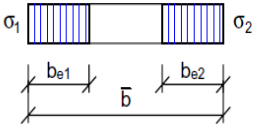
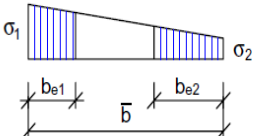
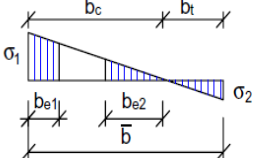
Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_\rho$ προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} \equiv \sqrt{\frac{12 \cdot (1-\nu^2) \cdot f_{yb}}{\pi^2 \cdot E \cdot k_\sigma}} \cong 1,052 \cdot \frac{b_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E \cdot k_\sigma}} \cong \frac{b_p/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

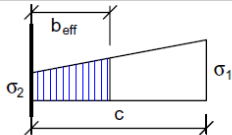
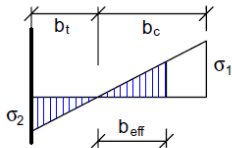
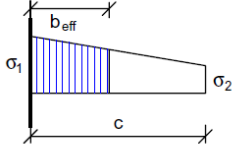
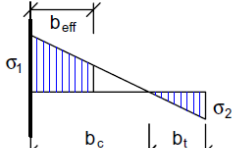
Όπου:

k_σ : συντελεστές κύρτωσης από τους πίνακες 1 και 2

$$\varepsilon = \sqrt{23,5 / f_{yb}} \text{ με } f_{yb} \text{ σε kN/cm}^2$$

Stress distribution (compression positive)			Effective ^p width b_{eff}			
			$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$			
			$1 > \psi > 0$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$			
			$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Πίνακας 1 Εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 - \psi - 3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Πίνακας 2 Εξωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

Αν είναι $\sigma_{com,Ed} < f_{yb} / \gamma_{M0}$ ο μειωτικός συντελεστής υπολογίζεται ως εξής:

$$\begin{aligned}
 - \overline{\lambda_{\rho,red}} \leq 0,673 & \quad \rightarrow \quad \rho = 1 \\
 - \overline{\lambda_{\rho,red}} > 0,673 & \quad \rightarrow
 \end{aligned}$$

Για στοιχεία εδραζόμενα σε δύο διαμήκεις πλευρές:

$$\rho = \frac{1 - 0,05 \cdot \frac{3 + \psi}{\overline{\lambda_{\rho,red}}}}{\overline{\lambda_{\rho,red}}} - 0,18 \frac{\overline{\lambda_{\rho}} - \overline{\lambda_{\rho,red}}}{\overline{\lambda_{\rho}} - 0,6} \leq 1$$

Για στοιχεία εδραζόμενα σε μία διαμήκη πλευρές:

$$\rho = \frac{1 - \frac{0,1875}{\overline{\lambda_{\rho,red}}}}{\overline{\lambda_{\rho,red}}} - 0,18 \frac{\overline{\lambda_{\rho}} - \overline{\lambda_{\rho,red}}}{\overline{\lambda_{\rho}} - 0,6} \leq 1$$

Η μειωμένη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{\rho,red}$ προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_{\rho,red} = \bar{\lambda}_{\rho} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yb}/\gamma_{M0}}}$$

Κατά τον προσδιορισμό της αντοχής σε λυγισμό ή σε υπολογισμούς με θεωρία 2^{ης} τάξης, η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{\rho}$ για τον προσδιορισμό των A_{eff} , e_N , και W_{eff} προσδιορίζεται με βάση:

- Του ορίου διαρροής f_y
- Της θλιπτικής τάσης $\sigma_{com,Ed}$ υπολογισμένης με θεωρία 2^{ης} τάξης

Η εφαρμογή της θεωρίας 2^{ης} τάξης απαιτεί μία επιπλέον επαναληπτική διαδικασία, όπου τα εντατικά μεγέθη προσδιορίζονται με τις δυσκαμψίες της ενεργού διατομής, υπολογιζόμενες με τα εντατικά μεγέθη του προηγούμενου βήματος.

Τα ενεργά πλάτη στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας προσδιορίζονται από την εξίσωση, για ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{\rho,red}$ από τις τάσεις για τα φορτία λειτουργίας:

$$\bar{\lambda}_{\rho,ser} = \bar{\lambda}_{\rho} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,ser}}{f_{yb}}}$$

Όπου:

$\sigma_{com,Ed,ser}$: μέγιστη θλιπτική τάση πλακοειδούς στοιχείου για φορτία λειτουργίας, με χρήση της ενεργού διατομής.

Κατά τον προσδιορισμό του ενεργού πλάτους ενός στοιχείου πέλματος, ο λόγος των ακραίων τάσεων ψ των πινάκων 1 και 2. Προσδιορίζεται στη βάση της πλήρους διατομής. Κατά τον προσδιορισμό του ενεργού πλάτους ενός στοιχείου κορμού, ο λόγος των ακραίων τάσεων ψ του πίνακα 1 και 2 προσδιορίζεται στη βάση της ενεργού διατομής για τα πέλματα και της πλήρους διατομής του κορμού.

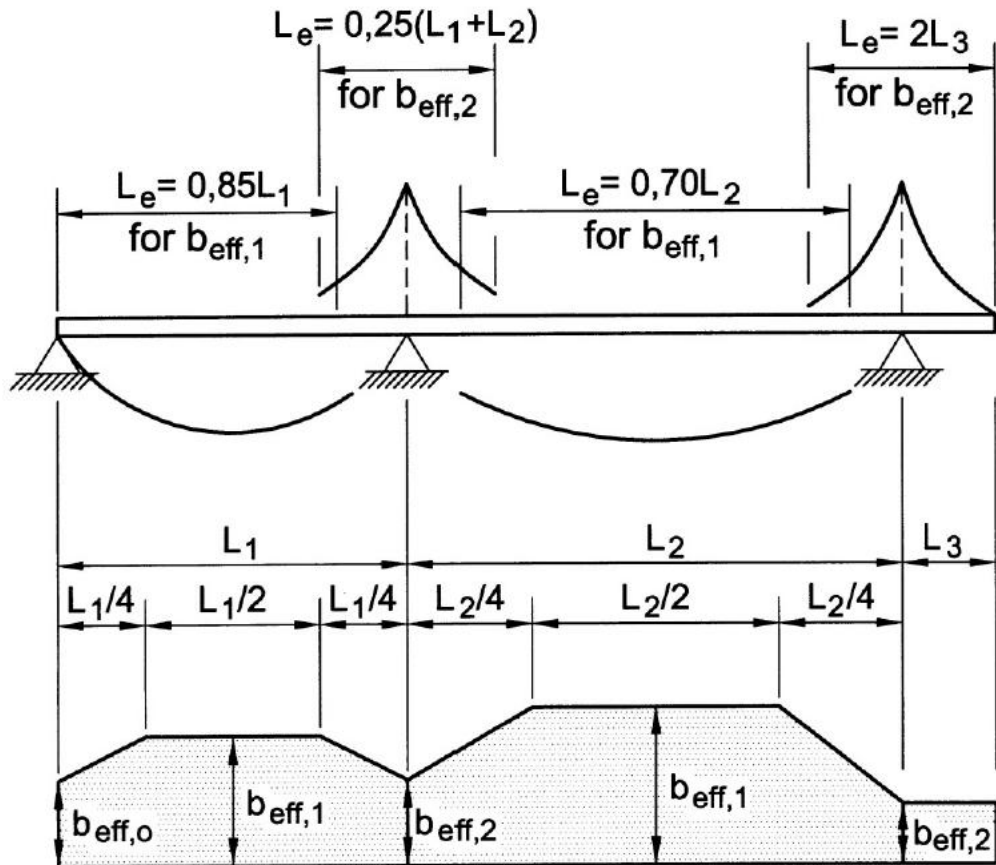
Η ενεργός διατομή μπορεί επίσης να βελτιωθεί με επαναληπτική διαδικασία, όπου εισάγονται οι τιμές της ενεργού διατομής του προηγούμενου βήματος αντί της πλήρους διατομής. Ο μικρότερος αριθμός επαναλήψεων για μεταβλητές τάσεις είναι 2.

Συνήθως για την αύξηση της αντοχής του χαλυβδόφυλλου κάνουμε ενισχύσεις στα πέλματα ή/και τον κορμό. Οι ενισχύσεις αυτές είναι αναγκαίες για την επαύξηση τόσο της φέρουσας ικανότητας όσο και της τοπικής ακαμψίας που λόγω του τρόπου χρήσης του χαλυβδόφυλλου είναι απαραίτητες. Είναι φανερό ότι η μεμονωμένη εξέταση των ενισχύσεων κορμού ή πελμάτων, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η αλληλεπίδραση τους στην συνολική λειτουργία των τραπεζοειδών χαλυβδόφυλλων.

Εύρεση ενεργού πλάτους λόγω διατμητικής υστέρησης

Σύμφωνα με την τεχνική θεωρία της κάμψης, οι ανηγμένες παραμορφώσεις καμπτόμενης διατομής είναι ανάλογες της απόστασης από τον ουδέτερο άξονα. Έτσι όλα τα σημεία ενός πέλματος, των οποίων η απόσταση από τον ουδέτερο άξονα είναι ίση, έχουν ίσες καμπτικές τάσεις. Οι ορθές τάσεις στα πέλματα εισάγονται από τον κορμό μέσω διατμητικών τάσεων. Λόγω της διατμητικής ευκαμψίας του πέλματος, τα σημεία κατά πλάτος του πέλματος έχουν διαφορετικές παραμορφώσεις και έτσι διαφορετικές τάσεις. Λόγω της επιρροής αυτής, της διατμητικής υστέρησης (shear lag) η κατανομή των τάσεων σε ένα πέλμα είναι ανομοιόμορφη. Οι παραμορφώσεις λόγω διάτμησης είναι μεγαλύτερες στις στηρίξεις του ελάσματος και άρα η κατανομή των τάσεων θα μειώνεται όσο απομακρυνόμαστε από αυτές. Η επιρροή της διατμητικής υστέρησης αυξάνεται όταν οι διατμητικές τάσεις είναι μεγάλες, κάτι που συμβαίνει σε μικρά ανοίγματα και πλατιά πέλματα. Εάν το μήκος L_e μεταξύ των σημείων μηδενισμού των των ροπών είναι μικρότερο του $20 \cdot b_0$ για ομοιόμορφα ή $50 \cdot b_0$ για συγκεντρωμένα φορτία, όπου b_0 το πλάτος του πέλματος που μετέχει στην διατμητική υστέρηση, τότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της διατμητικής υστέρησης. Ένας πρακτικός τρόπος αντιμετώπισης αυτής, είναι η εξέταση ενός πέλματος με μειωμένο, συνεργαζόμενο πλάτος, αντί ολόκληρου, εντός του οποίου η κατανομή των τάσεων να είναι σταθερή.

Σε συνεχείς δοκούς, τα μήκη μεταξύ των σημείων μηδενισμού των ροπών μπορούν να ληφθούν όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (σχήμα 14) εφόσον κανένα άνοιγμα δεν είναι μικρότερο από 1,5 φορές το μήκος του γειτονικού του και κανείς πρόβολος του μισού του γειτονικού ανοίγματος:



Σχήμα 14: Απλουστευμένες υποθέσεις για συνεχείς δοκούς

Συγκεκριμένα ο υπολογισμός του συνεργαζόμενου πλάτους b_{eff} γίνεται ως εξής:

- Εφελκόμενα πέλματα: $b_{eff} = \beta_i \cdot b_0$
- Θλιβόμενα πέλματα: $b_{eff} = \beta_i^\eta \cdot b_0$

Όπου:

Για πέλματα εδραζόμενα σε δύο άκρα: $\eta = b_f/L_e$

Για πέλματα εδραζόμενα στο ένα άκρο: $\eta = (b_f/L_e)/\delta$

Όπου:

$$\delta = \left(\frac{2b_0}{t}\right) \sqrt{\frac{f_y}{E}} \cong \frac{b_0}{14,95 \cdot \varepsilon} \cdot t, \text{ αλλά } \delta \geq 1$$

Και β_i : η κατάλληλη τιμή του μειωτικού συντελεστή από τον πίνακα 3

κ	location for verification	β – value
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
all κ	end support	$\beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \beta_1$, but $\beta_0 < \beta_1$
all κ	cantilever	$\beta = \beta_2$ at support and at the end
$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e$ with $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 t}}$ in which A_{st} is the area of all longitudinal stiffeners within the width b_0 and other symbols are as defined in Figure 3.1 and Figure 3.2.		

Πίνακας 3 Μειωτικοί συντελεστές β_i για διατμητική υστέρηση

Έχοντας υπολογίσει λοιπόν την ενεργό διατομή του χαλυβδόφυλου, μπορούμε εύκολα κατά τα γνωστά να υπολογίσουμε το ενεργό εμβαδόν A_{eff} , το νέο κέντρο βάρους z_s , την ενεργό ροπή αδρανείας I_{eff} και την ροπή αντίστασης W_{eff} . Από αυτά πλέον εύκολα υπολογίζουμε την ροπή αντοχής της πλακάκας ως εξής:

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

Το οποίο στη συνέχεια ανάγεται στο τρέχον μέτρο ($M_{c,Rd} /$ πλάτος αναφοράς).

Έλεγχος Βελών Κάμψης

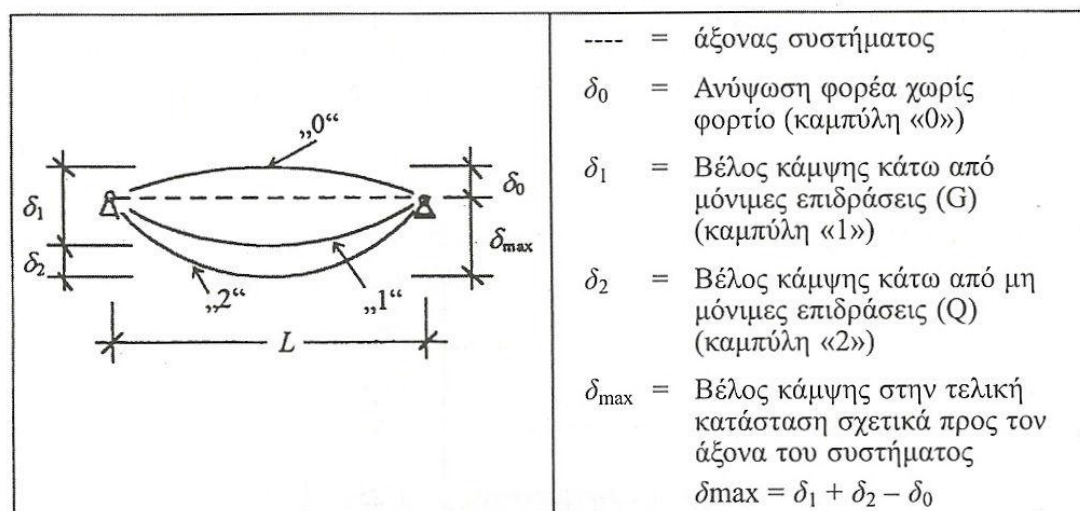
Ο EC4 δεν ορίζει σχετικές μέγιστες τιμές για τις παραμορφώσεις ενός σύμμικτου φορέα που μπορούν να επηρεάσουν την προβλεπόμενη λειτουργία του ή να βλάψουν δευτερεύοντα ευπαθή δομικά μέλη. Παραπέμπει όμως στις μέγιστες τιμές

του EC3 για πλάκες και οροφές κτιριακών κατασκευών που εμφανίζονται στον επόμενο πίνακα.

Δομικό μέλος	Μέγιστες τιμές	
	δ_{\max}	δ_2
Οροφές, γενικά	$L/200$	$L/250$
Οροφές, όταν η κύρτωση μπορεί να παραβλάψει την εξωτερική εικόνα του κτιρίου	$L/250$	
Οροφές με συχνή κυκλοφορία (όχι μόνο για έλεγχο/συντήρηση/επισκευή)	$L/250$	$L/300$
Πλάκες γενικά	$L/250$	$L/300$
Πλάκες και οροφές, με σοβά ή άλλες ψαθυρές επικαλύψεις ή εύκαμπτα μέλη στις επιφάνειές τους	$L/250$	$L/350$
Πλάκες, οι οποίες φέρουν υποστυλώματα (εφόσον η παραμόρφωση δεν έχει προσυπολογισθεί για την οριζική κατάσταση φέρουσας ικανότητας)	$L/400$	$L/500$

L = άνοιγμα του δομικού μέλους. Σε μονοεξέχουσες δοκούς το μήκος L τίθεται ίσο προς το διπλάσιο μήκος του μέλους

Πίνακας 4 Συνιστώμενες Μέγιστες Τιμές κατά τον Ευρωκώδικα 3



Πίνακας 5 Προσδιοριστικά βέλη κάμψης κατά τον Ευρωκώδικα 3

Σε σύμμικτους φορείς εκτός από το μέγιστο βέλος κάμψης $\max \delta$, το οποίο μπορεί να μειωθεί με ένα αρχικό αντιβέλος (ανύψωση) της μεταλλικής δοκού, πρέπει στους υπολογισμούς να συνυπολογίζονται τα βέλη κάμψης λόγω ερπυσμού $k \delta$ και συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος $s \delta$. Τα βέλη κάμψης σε κτιριακά έργα υπολογίζονται κατά κανόνα για τον πλέον δυσμενή συνδυασμό δράσεων εφαρμόζοντας μεθόδους ελαστικής ανάλυσης αφού ο φορέας στην κατάσταση λειτουργίας του συμπεριφέρεται ελαστικά. Αυτή η θεώρηση γραμμικοελαστικής συμπεριφοράς του φορέα ισχύει για κοινούς σύμμικτους φορείς σε κτιριακές κατασκευές στις περιοχές αρνητικών ροπών στο πέλμα σκυροδέματος και σε περιοχές θετικών ροπών στο σκυρόδεμα εγκιβωτισμού κορμού εάν υπάρχει, αλλά ακυρώνεται για πέλματα σκυροδέματος στις περιοχές των ανοιγμάτων. Επίσης ιδιαίτερα στις περιπτώσεις συνεχόμενων φορέων χωρίς βοηθητική υποστήλωση κατά την φάση της κατασκευής θα μπορούσαν να συμπεριληφθούν στους υπολογισμούς οι

παραμορφώσεις που προέρχονται από ζώνες πλαστικοποίησης της μεταλλικού στοιχείου λόγω του ότι η διαδικασία διαστασιολόγησης γίνεται βάσει πλαστικών μεθόδων και σχεδόν πλήρη εκμετάλλευση των ορίων αντοχής τους.

Επίσης τα βέλη κάμψης επηρεάζονται από την παραμορφωσιμότητα των συνδεσμολογικών στοιχείων. Σε περιπτώσεις πλήρους διατμητικής σύνδεσης αυτή η επιρροή μπορεί να αγνοηθεί αφού θεωρείται πως δεν υπάρχει ολίσθηση στην διεπιφάνεια των συνδεόμενων μελών.

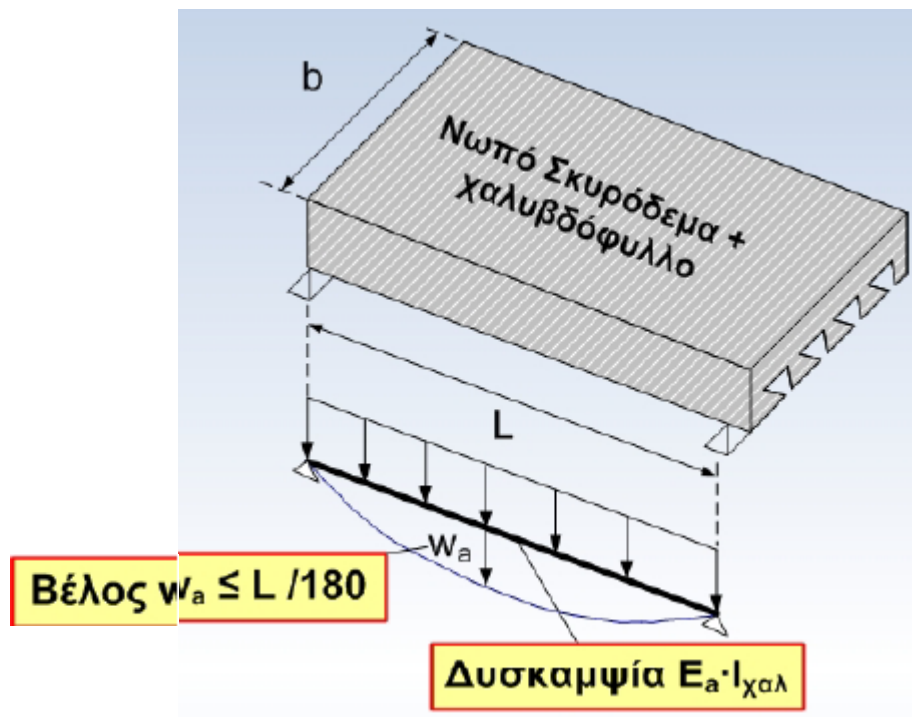
- Κατά τον υπολογισμό των βελών πρέπει να γίνεται διάκριση μεταξύ των φορτίων που δρουν στο χαλυβδόφυλλο και αυτών που δρουν στη σύμμικτη πλάκα.

- Η ρηγμάτωση της σύμμικτης πλάκας λαμβάνεται υπόψη με μια μέση τιμή δυσκαμψίας μεταξύ της ρηγματωμένης και της αρηγμάτωτης κατάστασης.

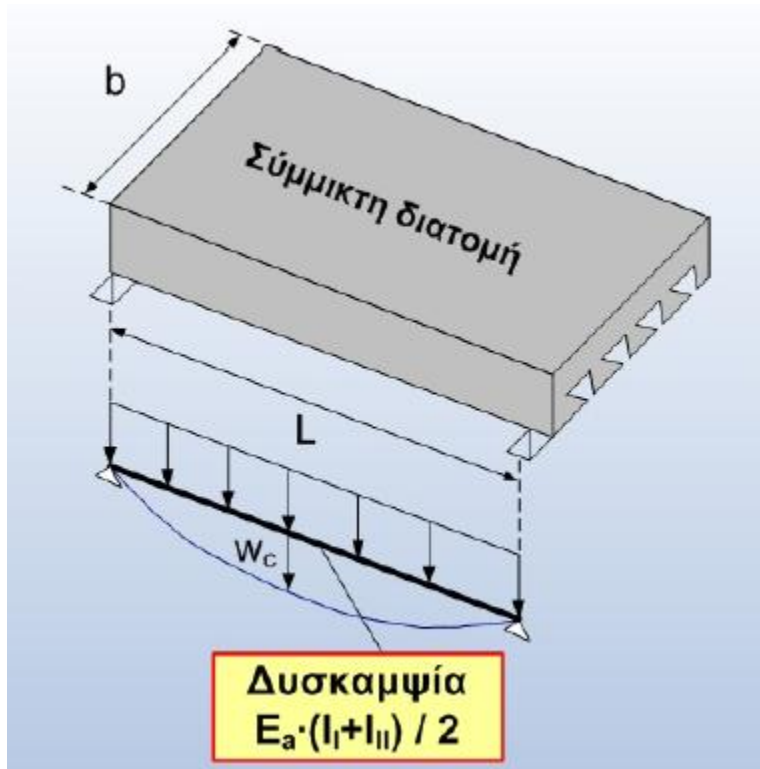
Φάση κατασκευής:

Βέλος:

$$w = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$$



Φάση Λειτουργίας:



Κατά τη φάση λειτουργίας, η ροπή αδρανείας υπολογίζεται από τον μέσο όρο των αντίστοιχων τιμών της αρηγματώτης και ρηγματωμένης διατομής. Εκτός αυτού, απλουστευτικά μπορεί να γίνει χρήση του μέσου όρου των μέτρων ελαστικότητας για μακροχρόνια και βραχυχρόνια φόρτιση.

$$n = \frac{E_a}{\left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(E_{cm} + \frac{E_{cm}}{3}\right)}$$

Ρηγματωμένη Διατομή:

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot x \cdot \frac{x}{2} + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot x + n \cdot A_p} = \frac{n \cdot A_p}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_p}{n \cdot A_p}} - 1 \right)$$

$$\begin{aligned} I_{c,c} &= \frac{b \cdot x_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot x_c \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2}{n} + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p = \\ &= \frac{b \cdot x_c^3}{3 \cdot n} + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p \end{aligned}$$

Αρηγμάτωτη Διατομή:

$$x_u = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h_t - \frac{h_p}{2}\right) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_c + b_m \cdot h_p + n \cdot A_p}$$

$$I_{c,u} = \frac{b \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot h_c \cdot \left(x_u - \frac{h_c}{2}\right)^2}{n} + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12 \cdot n} + \frac{b_m \cdot h_p \cdot \left(h_t - x_u - \frac{h_p}{2}\right)^2}{n} + A_p \cdot (d_p - x_u)^2 + I_p$$

Μέσος όρος μεταξύ ρηγματωμένης και αρηγμάτωτης διατομής:

$$I_{cm} = \frac{I_{c,c} + I_{c,u}}{2}$$

Υπολογισμός Βελών Κάμψης

$$w = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot EI_{cm}}$$

Την παραπάνω τιμή συγκρίνουμε με την αντίστοιχη επιτρεπόμενη (Πίνακας) και αναλόγως λαμβάνουμε μέτρα.

Ρηγμάτωση

Σε περιοχές αρνητικών ροπών κάμψης και συνεπώς στην εφελκυστική καταπόνηση του σκυροδέματος η εμφάνιση ρηγματώσεων είναι σχεδόν αναπόφευκτη.

Η ρηγμάτωση αυτή του σκυροδέματος μπορεί να επηρεάσει την λειτουργία του φορέα, την εξωτερική του εικόνα καθώς και να επηρεάσει την αντοχή του σκυροδέματος και γι' αυτούς τους λόγους πρέπει να περιορίζεται. Οι μέγιστες τιμές εύρους ρηγμάτωσης πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με τον τύπο και την λειτουργία της κατασκευής και να συμφωνούνται με τον κύριο του έργου.

Για τον περιορισμό των ρηγματώσεων απαιτείται :

- Στις περιοχές εφελκυστικής καταπόνησης του σκυροδέματος (περιοχή αρνητικών ροπών) να διατάσσεται εντός της περιοχής στήριξης ένας ελάχιστος οπλισμός ο οποίος δρα ανασταλτικά στην διαρροή του κυρίου

οπλισμού για καταπονήσεις μεγαλύτερες από το φορτίο ρηγμάτωσης του σκυροδέματος.

- Οι αποστάσεις των ράβδων οπλισμού ή διαμέτροι των ράβδων να περιορίζονται. Σημειώνεται, πως σε περιοχές αρνητικών ροπών εάν το ποσοστό διαμήκους οπλισμού είναι :
 - $\rho = 0,4\%$ για φορείς με βοηθητική υποστύλωση (ιδιοβαρυντικός σύνδεσμος)
 - $\rho = 0,2\%$ για φορείς χωρίς βοηθητική υποστύλωση δεν απαιτείται σχετικός έλεγχος για τον περιορισμό του εύρους ρωγμών.

Επίσης στον EC2 γίνεται κατηγοριοποίηση των συνθηκών περιβάλλοντος.

Κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος		
1	Ξηρό περιβάλλον	Εσωτερικοί χώροι κατοικιών και γραφείων
2	Υγρό περιβάλλον	Υγροί εσωτερικοί χώροι και εξωτερικές επιφάνειες με παγετό
3	Υγρό περιβάλλον με παγετό	Εξωτερικά μέλη εκτεθειμένα σε παγετό και αντιπαγωτικά υλικά
4	Θαλάσσιο περιβάλλον	

Πίνακας 6 Κατηγορίες Συνθηκών περιβάλλοντος

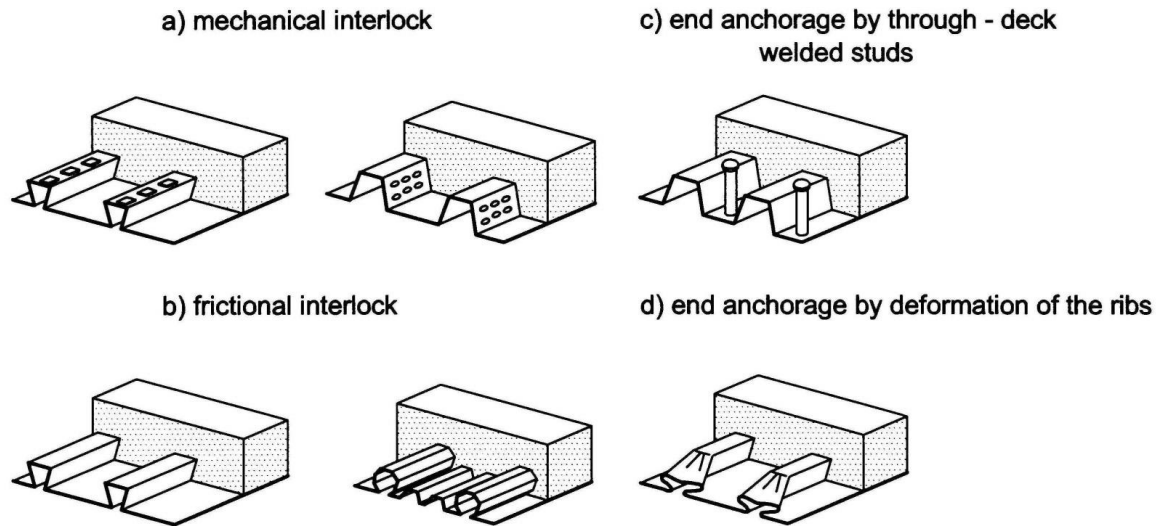
Στα δομικά μέλη που ανήκουν στην κατηγορία 1 δεν επηρεάζεται η διάρκεια αντοχής τους από το εύρος ρωγμής και ο περιορισμός του εύρους ρηγμάτωσης στην τιμή $w_k = 0,5 \text{ mm}$ μπορεί να θεωρηθεί επαρκής εφόσον δεν υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις. Αντίστοιχα σε δομικά μέλη που ανήκουν στην κατηγορία περιβάλλοντος 2 έως 4 η επιτρεπόμενη οριακή τιμή του εύρους ρηγμάτωσης είναι $w_k = 0,3 \text{ mm}$.

Κεφάλαιο 2: Διαμήκης Διάτμηση στις Σύμμικτες Πλάκες

Γενικά

Στη διεπιφάνεια χαλυβδόφυλλου – σκυροδέματος σε μία σύμμικτη πλάκα αναπτύσσεται διαμήκης διάτμηση, η παραλαβή της οποίας είναι απαραίτητη προϋπόθεση για να μην υπάρξει ολίσθηση μεταξύ των στοιχείων σύμμιξης και να εξασφαλίζεται η κοινή σύμμικτη λειτουργία.

Η διαμήκης διάτμηση μεταξύ ενός χαλυβδόφυλλου και της πλάκας από σκυρόδεμα επηρεάζεται από τρεις παράγοντες. Αρχικά, η συνάφεια μεταξύ των δύο υλικών, δηλαδή η φυσική τους συνεργασία συνεισφέρει σημαντικά στην αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης. Αυτή όμως δεν μπορεί να είναι αξιόπιστη εκτός εάν αποφευχθεί η αποκόλληση της διεπιφάνειας των δύο υλικών μέσω κατάλληλων σχηματισμών στο χαλυβδόφυλλο. Αυτός ο τύπος διατμητικής σύνδεσης είναι γνωστός ως «σύνδεσμος τριβής» ('frictional' interlock). Ο δεύτερος παράγοντας είναι γνωστός ως «μηχανικός σύνδεσμος» ('mechanical interlock'), που παρέχεται μέσω πρεσσαριστών αυλακώσεων (εγκάρσια ή λοξά) ή εξογκωμάτων στα επάνω πέλματα ή/και τις παρειές του χαλυβδόφυλλου όπως φαίνεται στο σχήμα..... Η αποτελεσματικότητα αυτών των ανάγλυφων εξαρτάται αποκλειστικά από το βάθος τους, το οποίο πρέπει να ελέγχεται με ακρίβεια κατά την κατασκευή. Ο τρίτος τύπος διαμήκους σύνδεσης των συμμίκτων πλακών είναι η «ακραία αγκύρωση» ('end anchorage'). Αυτή βρίσκεται στο άκρο της πλάκας, όπου το χαλυβδόφυλλο εδράζεται πάνω στη μεταλλική δοκό, και αγκυρώνεται σ' αυτή με συγκολλημένους ήλους κεφαλής, ή με σφυρήλατα άκρα (μόνο στην περίπτωση χαλυβδόφυλλων φατνώματος «χελιδονοουράς»). Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι παράγοντες που αναφέρθηκαν που συμβάλλουν στην παραλαβή της διαμήκους διάτμησης:

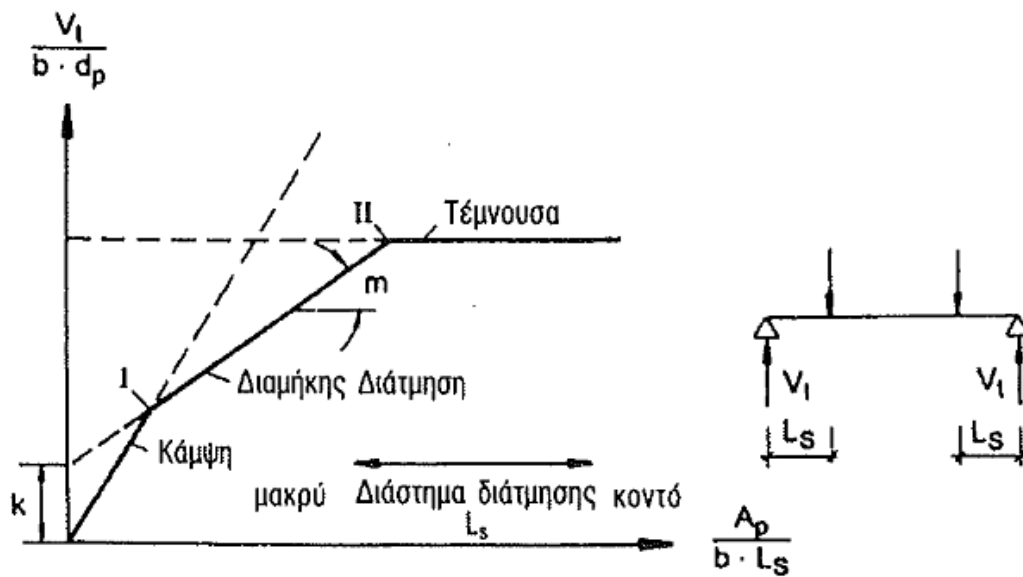


Σχήμα 15 : Εξασφάλιση διατμητικού συνδέσμου μεταξύ χαλυβδόφυλλων – σκυροδέματος σύμφωνα με τον EC4.

Μέθοδος m-k

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, μία από τις μεθόδους που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο αντοχής σε διαμήκη διάτμηση σύμμικτων πλακών μέθοδος « m-k ». Πρόκειται για ημι-εμπειρική μέθοδο, η οποία δεν βασίζεται σε κάποιο μηχανικό μοντέλο αντοχής ή αριθμητική ανάλυση. Στο Σχήμα 1 απεικονίζονται οι τρεις πιθανές μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών, για τις οποίες απαιτείται έλεγχος αντοχής:

- Καμπτική αστοχία στην περίπτωση υψηλών καμπτικών ροπών και μεγάλου μήκους διάτμησης
- Αστοχία σε διαμήκη διάτμηση στην ζώνη I-II: δεν εξαντλείται πλήρως η καμπτική αντοχή,
- Αστοχία σε διάτμηση (εξαρτάται από την αντοχή του σκυροδέματος).

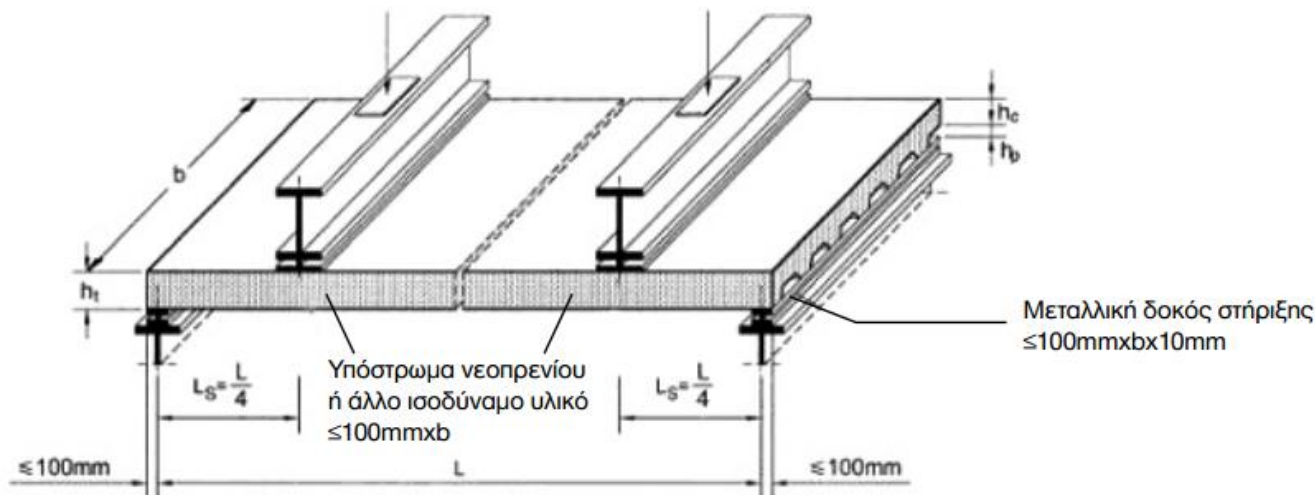


Σχήμα 16 : Πιθανές μορφές αστοχίας και η μέθοδος «m-k»

Στο παραπάνω σχήμα η ευθεία I-II αναπαριστά απλουστευτικά την περιοχή αντοχής σε διαμήκη διάτμηση, απ' όπου παίρνουμε τις παραμέτρους m και k . Το m είναι η κλίση της ευθείας αυτής ενώ το k το σημείο τομής αυτής με τον άξονα των τεταγμένων. Η ευθεία αυτή, άρα και οι τιμές των παραμέτρων, προκύπτουν από εργαστηριακές δοκιμές, οι οποίες αναλύονται στη συνέχεια, και έχουν άμεση εφαρμογή στα πλαίσια της διαστασιολόγησης. Η καμπύλη του σχήματος 16 λαμβάνει υπόψη την επίδραση της διαμήκου ολίσθησης γι' αυτό και δεν είναι ίση με τη διατμητική αντοχή V_{Rd} . Σημαντικό ρόλο στις σύμμικτες πλάκες όσον αφορά τη συμπεριφορά τους και τις μορφές αστοχίας κατέχει το χαλυβδόφυλλο, διότι είναι αυτό το οποίο καθορίζει το είδος της διατμητικής σύνδεσης με το σκυρόδεμα.

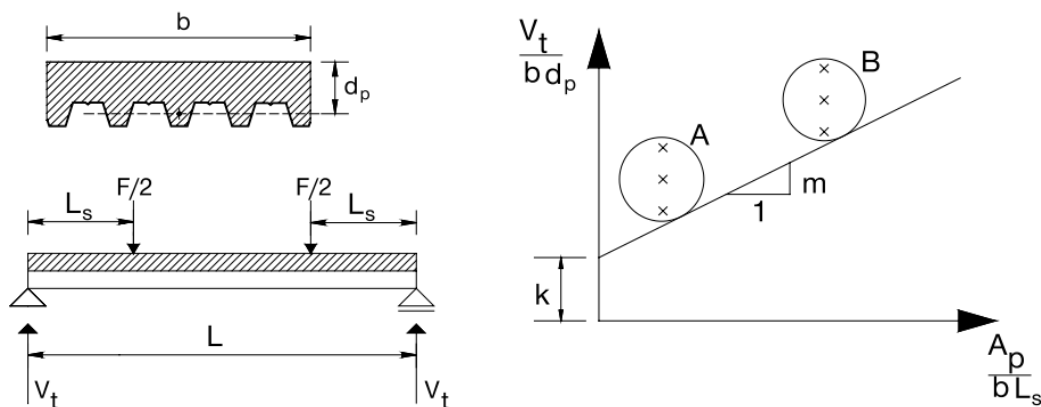
Πειραματική διαδικασία για τον προσδιορισμό των παραμέτρων $m - k$

Η πειραματική διαδικασία είναι συγκεκριμένη και περιγράφεται αναλυτικά στον Ευρωκώδικα 4. Τα δοκίμια είναι σύμμικτες πλάκες (σε κλίμακα 1:1) με διαστάσεις που προκύπτουν από το Σχήμα 17.



Σχήμα 17: Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m , k .

Η αμφιέριστη πλάκα φορτίζεται με δύο συγκεντρωμένα φορτία σε ίση απόσταση από τις στηρίξεις, ούτως ώστε το διατμητικό άνοιγμα του φορέα να είναι $L_s=L/4$. Η πλάκα υποβάλλεται κατ' αρχήν σε 5000 κύκλους φόρτισης που διαρκούν περίπου 3 ώρες, με άνω και κάτω όριο του επιβαλλόμενου φορτίου το $0,2W_i$ και $0,6W_i$ αντίστοιχα, όπου W_i το φορτίο αστοχίας που έχει μετρηθεί σε προκαταρκτική στατική δοκιμή που θα περιγραφεί. Στη συνέχεια εφαρμόζεται μονοτονικά αυξανόμενο στατικό φορτίο μέχρι την αστοχία. Διεξάγονται δύο σειρές πειραμάτων (A, B), κάθε μία από τις οποίες περιλαμβάνει τρία δοκίμια. Ένα από τα τρία δοκίμια της κάθε σειράς υποβάλλεται σε δοκιμή με στατική φόρτιση (χωρίς τη κυκλική φόρτιση) ώστε να προσδιοριστεί η τιμή του κυκλικού φορτίου W_i για τα άλλα δύο δοκίμια. Στη σειρά A τα δοκίμια έχουν μεγάλο διατμητικό άνοιγμα ενώ στη σειρά B μικρό διατμητικό άνοιγμα. Σκοπός των πειραμάτων είναι η εύρεση των χαρακτηριστικών τάσεων m και k , οι τιμές των οποίων αφενός καθορίζουν την μορφή αστοχίας της σύμμικτης πλάκας και αφετέρου χρησιμοποιούνται στις αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού της αντοχής της, έναντι διαμήκους διάτμησης. Με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων προσδιορίζεται η ευθεία του Σχήματος 18 από την οποία υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι και m και k .



Σχήμα 18: Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m , k

Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση $V_{l,Rd}$

Εφόσον έχει γίνει προσδιορισμός των παραμέτρων m και k (πχ από κάποια εποπτική αρχή) η διαδικασία διαστασιολόγησης είναι πλέον πολύ απλή: η μέγιστη κατακόρυφη δύναμη V_{Ed} δεν επιτρέπεται να υπερβεί την οριακή τιμή $V_{l,Rd}$, η οποία σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 προκύπτει από την εξίσωση:

$$V_{l,Rd} = b \cdot d_p \cdot \left(m \cdot \frac{A_p}{b \cdot L_s} + k \right) / \gamma_{vs}$$

όπου

L_s : το μήκος διάτμησης

b : το πλάτος της πλάκας

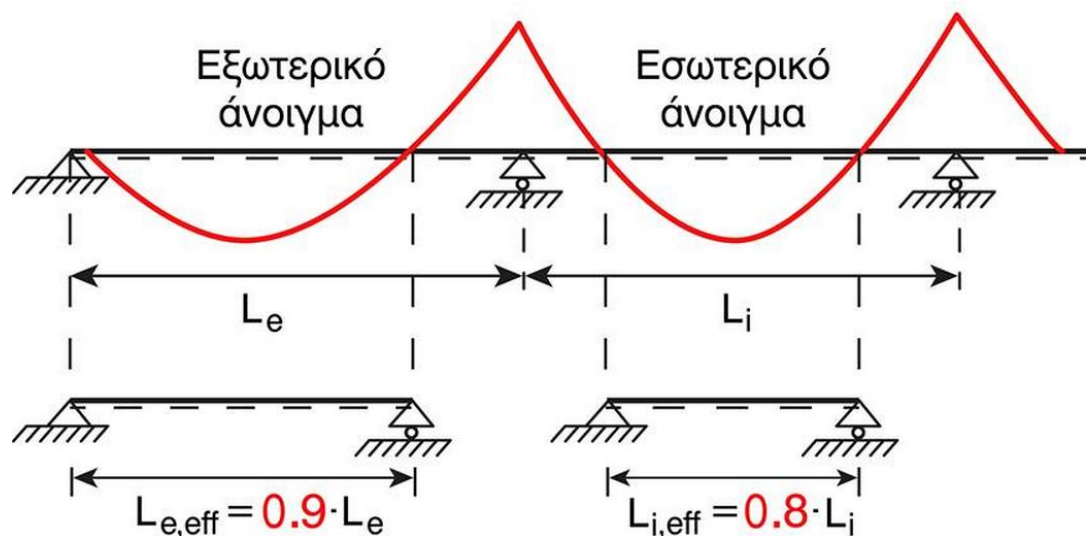
d_p : το ωφέλιμο στατικό ύψος

A_p : η επιφάνεια του χαλυβδόφυλλου

γ_{vs} : 1,25 ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Το μήκος L_s που αναφέρεται παραπάνω είναι ένα ισοδύναμο μήκος του φορέα με σταθερή τέμνουσα, έτσι ώστε σε κάθε κρίσιμο μήκος του φορέα το εμβαδόν του ισοδύναμου διαγράμματος τεμνουσών να είναι ίσο με το εμβαδόν του πραγματικού διαγράμματος τεμνουσών. Για δύο ίσα συμμετρικά τοποθετημένα συγκεντρωμένα φορτία, το διατμητικό άνοιγμα είναι ίσο με την απόσταση των φορτίων από το πλησιέστερο στηρίγμα. Αν έχω επιπλέον συγκεντρωμένο φορτίο και κατανεμημένο το L_s μπορεί να ληφθεί ως η μέγιστη ροή διαιρεμένη με τη μεγαλύτερη τέμνουσα στην περιοχή του στηρίγματος για το συγκεκριμένο άνοιγμα. Έτσι το μήκος διάτμησης ισούται με $L/4$ για αμφιέριστες πλάκες υποβαλλόμενες σε

ομοιόμορφο φορτίο ενώ για συνεχείς πλάκες είναι $0,9 \cdot L/4$ για την εξωτερική και $0,8 \cdot L/4$ για την εσωτερική, όπως φαίνεται παρακάτω:



Σε σύμμικτες πλάκες με ψαθυρή συμπεριφορά σε αστοχία απαιτείται επιβολή πρόσθετου επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\Delta\gamma_{vs} = 1,25$

Οι τιμές των συντελεστών υπολογίζονται μετά από σειρά πειραματικών δοκιμών σε σύμμικτες πλάκες και ισχύουν για τις εξής συνθήκες:

1. Για πάχη πλάκας ίσα ή μικρότερα από αυτά των δοκιμών ($d \leq 20\text{cm}$).
2. Για πάχη χαλυβδόφυλλων ίσα ή μεγαλύτερα από αυτά των δοκιμών ($t \geq 0,75\text{mm}$).
3. Για σκυροδέματα με $f_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$ (C20/25 και άνω).
4. Για χαλυβδόφυλλα με $f_y \geq 293 \text{ Mpa}$ (πρακτικά Fe320G και άνω).

Μειονεκτήματα της μεθόδου «m-k»

Η μέθοδος έχει αποδειχθεί ότι είναι επαρκής για το σχεδιασμό συμμίκτων πλακών με μικρά ανοίγματα και ψαθυρή συμπεριφορά. Για να μπορέσουμε να μελετήσουμε πλήρως όμως και σύμμικτες πλάκες με όλκιμη συμπεριφορά, με μεγαλύτερα ανοίγματα και καλή μηχανική σύνδεση, κρίνεται απαραίτητο να χρησιμοποιήσουμε τη μέθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης όπως περιγράφεται παρακάτω. Τα μειονεκτήματα της μεθόδου m-k είναι τα εξής:

- 1) Οι παράμετροι m και k προκύπτουν από εργαστηριακές δοκιμές συνεχών συμμίκτων πλακών ενός ανοίγματος σε κλίμακα σχεδόν 1:1 και όχι από κάποιο μηχανικό μοντέλο. Για το λόγο αυτό τα εργαστηριακά αποτελέσματα εμπεριέχουν τις επιμέρους επιδράσεις όλων των μεγεθών των ελεγχόμενων

συμμίκτων πλακών, όπως πχ το υλικό, την γεωμετρία, την σύμμικτη δράση και την συνεργία των «εταίρων σύμμιξης», χωρίς την δυνατότητα διαχωρισμού ή απομόνωσης των επιμέρους επιρροών. Συγκεκριμένα, εάν πρέπει να τροποποιηθεί ή να επεκταθεί το πεδίο εφαρμογής, απαιτούνται νέες εργαστηριακές δοκιμές αντοχής. Αυτό ισχύει στην περίπτωση πχ αλλαγής του πάχους του χαλυβδόφυλλου ή της πλάκας, ή της προσθήκης οπλισμού ή ακραίων αγκυρίων.

- 2) Στην περίπτωση αποκλίσεων του πραγματικού συστήματος και των φορτίων αυτού από τις εργαστηριακές συνθήκες (συνεχείς πλάκες, μικτά συγκεντρωμένα και ισο-γραμμικά φορτία), απαιτούνται πρόσθετες μελέτες.
- 3) Η μέθοδος της αξιολόγησης των δεδομένων των εργαστηριακών δοκιμών είναι η ίδια ανεξάρτητα αν η αστοχία είναι όλκιμη ή ψαθυρή. Η χρήση ενός συντελεστή 0,8 σε περιπτώσεις ψαθυρής συμπεριφοράς σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, δεν αποδίδει επαρκώς το πλεονέκτημα χρήσης φύλλου με καλή μηχανική σύνδεση καθώς αυτό αυξάνει με το άνοιγμα.

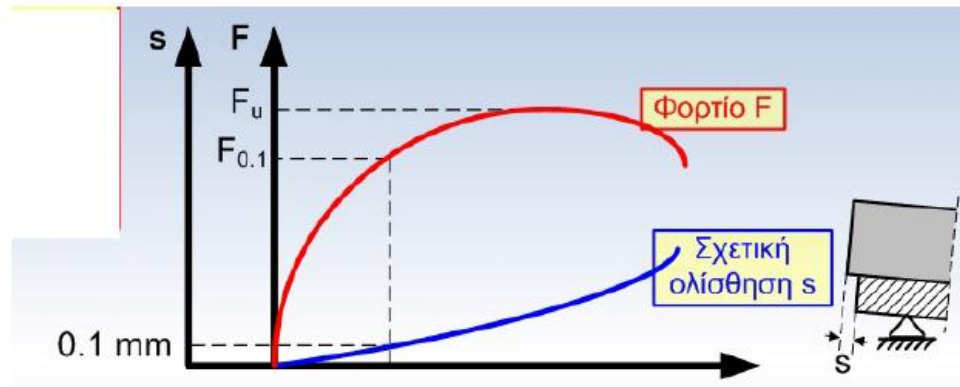
Διαστασιολόγηση κατά τη μέθοδο «Μερικού Διατμητικού Συνδέσμου»

Γενικά

Με στόχο την ακριβέστερη μελέτη συμμίκτων πλακών με όλκιμη φέρουσα συμπεριφορά και συμπεριφορά αστοχίας, ο Ευρωκώδικας 4 προτείνει τη διαδικασία ελέγχου διαμήκους διατμητικής αντοχής σύμφωνα με τη μέθοδο «μερικού διατμητικού συνδέσμου». Η μέθοδος βασίζεται σε ένα αποτελεσματικό μηχανικό μοντέλο, στο οποίο θεωρούμε μερική συνεργία μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος και μεγάλες σχετικές διολισθήσεις στην διεπιφάνεια σύμμιξης, όπως περιγράφεται αναλυτικά στις επόμενες παραγράφους.

Όλκιμη – Ψαθυρή Συμπεριφορά Συμμίκτων Πλακών

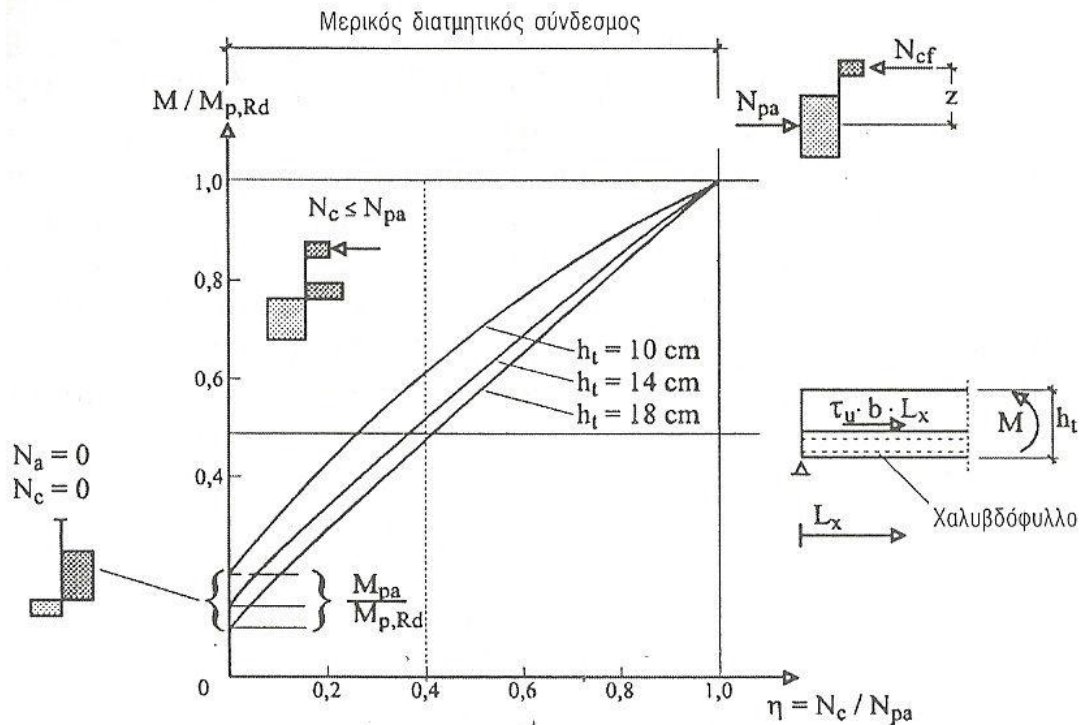
Η μέθοδος μερικής διατμητικής σύνδεσης χρησιμοποιείται μόνο σε σύμμικτες πλάκες με όλκιμη συμπεριφορά σε διαμήκη διάτμηση. Η πλάκα θεωρείται ότι έχει όλκιμη συμπεριφορά όταν το φορτίο αστοχίας ξεπερνάει το φορτίο στο οποίο παρατηρείται σχετική ολίσθηση 0,1 mm περισσότερο από 10%. Αν κατά το μέγιστο φορτίο το βέλος κάμψης ξεπεράσει το $L/50$, τότε φορτίο αστοχίας θεωρείται αυτό το φορτίο σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4. Τα παραπάνω φαίνονται και στο σχήμα.



Σχήμα19: Διάγραμμα φορτίου και σχετικής ολίσθησης ως προς το βέλος κάμψης

Μερικός διατμητικός σύνδεσμος σε όλκιμες σύμμικτες πλάκες

Η μέθοδος του «μερικού διατμητικού συνδέσμου» λαμβάνει υπόψη την ακραία αγκύρωση και είναι πιο οικονομική για πλάκες μικρών ανοιγμάτων. Στην εξεταζόμενη διατομή οι παράγοντες που παραλαμβάνουν τη διαμήκη διάτμηση (σύνδεσμος τριβής, μηχανικός σύνδεσμος) δεν είναι αρκετά ανθεκτικοί να παραλάβουν το φορτίο, που αντιστοιχεί στην πλήρη καμπτική αντοχή της πλάκας. Το άθροισμα των επιμέρους αντοχών αυτών στην περιοχή της διατμητικής καταπόνησης δεν επαρκεί να διοχετεύσει στο σκυρόδεμα την θλιπτική δύναμη, η οποία αντιστοιχεί στην πλήρη καμπτική αντοχή της πλάκας. Σε όλκιμες σύμμικτες πλάκες, μέχρι να επέλθει αστοχία, παρουσιάζονται στην διεπιφάνεια σύμμιξης μεγάλες σχετικές διολισθήσεις με μόνιμη τελική διολίσθηση. Η υπόθεση Bernoulli περί επιπεδότητας της διατομής δεν ισχύει πλέον για την συνολική διατομή, ισχύει όμως για τις επιμέρους διατομές. Επιπλέον, εμφανίζονται δύο ουδέτεροι άξονες, οι οποίοι καθορίζουν τις αντίστοιχες πλαστικές κατανομές τάσεων, όπως απεικονίζεται στο σχήμα 20.



Σχήμα 20: Διάγραμμα μερικού διατμητικού συνδέσμου (παράδειγμα: Holorib 51/150/0.88)

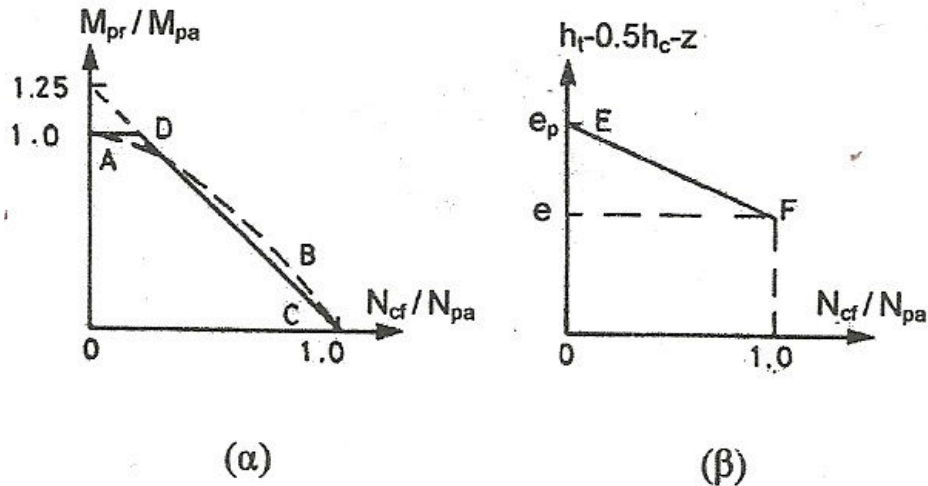
Η φέρουσα ικανότητα της σύμμικτης πλάκας είναι δυνατόν να υπολογισθεί από την εξής σχέση :

$$M_{p,Rd} = N_c \cdot z + M_{pa,N}$$

Για καθαρή κάμψη χωρίς τέμνουσα δύναμη, η εφελκυστική δύναμη στο χαλυβδόφυλλο $N_a = \eta \cdot N_{pa}$ ισούται με την θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος N_c και δρουν με μοχλοβραχίονα z . Για την περίπτωση πλήρους διατμητικής σύνδεσης, δηλαδή όταν $\eta = 100\%$ τότε το ζεύγος δυνάμεων που υπολογίζει τη φέρουσα ικανότητα σε κάμψη είναι $|N_{cf}| = N_{pa}$ (όπου ο δείκτης f δηλώνει πλήρη σύνδεση και N_{pa} η δύναμη που αντιστοιχεί στη διαρροή των χαλυβδόφυλλων) και για $\eta = 0\%$ η φέρουσα ικανότητα κάμψης δίνεται αποκλειστικά από την φέρουσα ικανότητα του χαλυβδόφυλλου M_{pa} . Για μερική διατμητική σύνδεση ισχύει $0 \leq \eta \leq 100\%$, και οι τιμές που μπορεί να πάρει ο λόγος η εξαρτώνται από την αποτελεσματικότητα της διατμητικής σύνδεσης. Επομένως η δύναμη εφελκυσμού N_a είναι μικρότερη από την N_{pa} με αποτέλεσμα το χαλυβδόφυλλο να μην φτάνει στο όριο διαρροής του και να μπορεί να παραλάβει επιπλέον καμπτική ροπή $M_{pa,N}$. Η μορφή της καμπύλης της μεθόδου μερικού διατμητικού συνδέσμου (σχήμα α) εξαρτάται από το πάχος και τη γεωμετρία του χαλυβδόφυλλου και μπορεί να προσεγγιστεί από την εξίσωση:

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot (1 - \eta) \leq M_{pa}$$

Και ο μοχλοβραχίονας z μπορεί να υπολογιστεί βάσει της εξίσωσης της γραμμής EF του σχήματος (σχήμα 21, β).

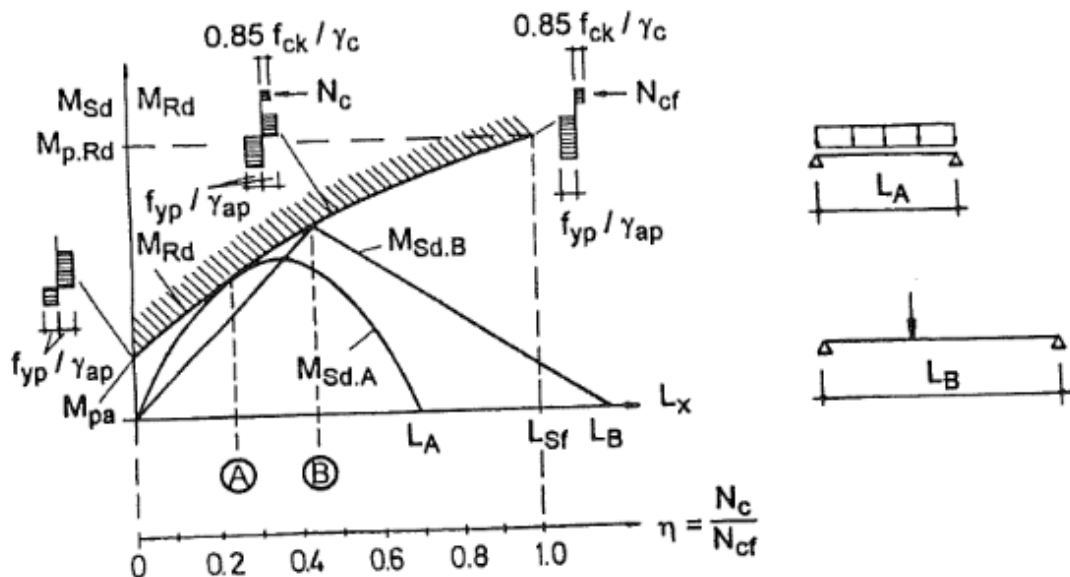


Σχήμα 21: α) καμπύλη της μεθόδου μερικού διατμητικού συνδέσμου, β) εξίσωση τιμών μοχλοβραχύονα

Για να κάνουμε τον έλεγχο σε διαμήκη διάτμηση με τη θεωρία του μερικού διατμητικού συνδέσμου, υπολογίζεται μία οριακή καμπύλη φέρουσας ικανότητας της πλάκας σε διαμήκη διάτμηση και πρέπει να αποδειχθεί ότι για κάθε θέση L_x , όπου L_x η απόσταση από το πλησιέστερο άνοιγμα, να ισχύει:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 22: Διαστασιολόγηση με τη μέθοδο μερικού διατμητικού συνδέσμου

Στο παραπάνω σχήμα απεικονίζεται η καμπτική αντοχή M_{Rd} μιας διατομής σύννικτης πλάκας σε απόσταση L_x από το πλησιέστερο στήριγμα, συναρτήσει της απόστασης αυτής. Το μήκος L_{sf} είναι η απόσταση από το βάθρο στήριξης στην οποία επιτυγχάνεται πλήρης διατμητική σύνδεση, ώστε κρίσιμη πλέον να είναι η πλήρης

καμπτική αντοχή και όχι η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση. Άρα μερικός διατμητικός σύνδεσμος εμφανίζεται μόνο στις θέσεις όπου $L_x \leq L_{sf}$. Το L_{sf} υπολογίζεται από τη σχέση:

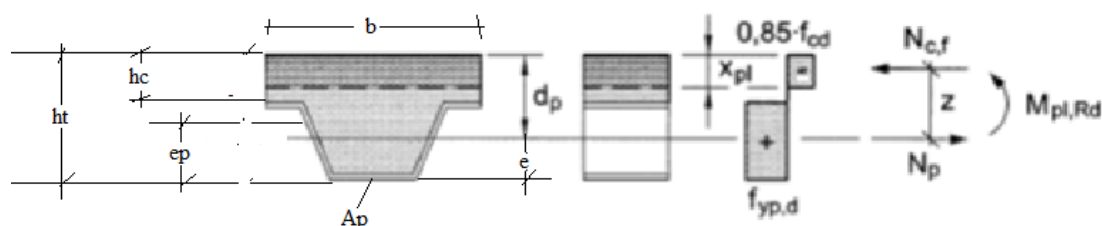
$$L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b \cdot \tau_{u,Rd}}$$

Γνωρίζοντας πλέον το L_{sf} και συγκρίνοντας το με το μήκος του ανοίγματος της πλάκας ξέρουμε αν έχουμε μερική ή πλήρη διατμητική κάλυψη υπολογίζοντας το βαθμό διατμητικού συνδέσμου ως εξής:

$$\eta = \frac{L_x}{L_{sf}} = \frac{L_x \cdot (b \cdot \tau_{u,Rd})}{N_{cf}} = \frac{N_c}{N_{cf}}$$

Ανάλογα, λοιπόν με την περίπτωση ανατρέχουμε στους αντίστοιχους τύπους με σκοπό τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής:

A1) Πλήρης διατμητική σύνδεση με τον ουδέτερο άξονα μέσα στην πλάκα



Πλαστική αξονική χαλυβδόφυλλου:

$$N_p = A_p \cdot f_{yd}$$

Πλήρης αξονική πλάκας:

$$N_{c,tot} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$$

Συνθήκη

$$N_{c,tot} > N_p \rightarrow N_{cf} = N_p$$

$$x_{pl} = \frac{N_{cf}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = \frac{N_p}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{cf} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_{pl})$$

A2) Μερική διατμητική σύνδεση με τον ουδέτερο άξονα μέσα στην πλάκα

$$N_{cf} = N_p \text{ από εξ. (3)}$$

$$N_c = \eta \cdot N_{cf}$$

$$x_{pl} = \frac{N_c}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}$$

$$z = h_t - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + \frac{(e_p - e) \cdot N_c}{N_p}$$

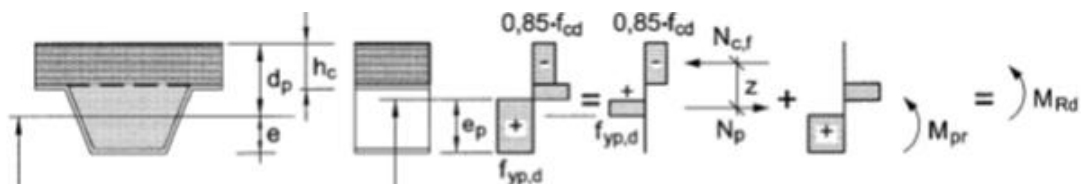
$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \left(1 - \frac{N_c}{N_p} \right) \leq M_{pa}$$

$$M_{pc} = N_c \cdot z$$

$$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$$

Γενικώς είναι $N_c = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x \leq N_{cf}$

B1) Πλήρης διατμητική σύνδεση με τον ουδέτερο άξονα μέσα στο φύλλο



πλαστική αξονική χαλυβδόφυλλου:

$$N_p = A_p \cdot f_{yd}$$

πλήρης αξονική πλάκας:

$$N_{c,tot} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$$

Συνθήκη:

$$N_{c,tot} < N_p \rightarrow N_{cf} = N_{tot}$$

$$z = h_t - 0,5 \cdot h_c - e_p + \frac{(e_p - e) \cdot N_{cf}}{N_p}$$

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_p} \right) \leq M_{pa}$$

$$M_{pc} = N_{cf} \cdot z$$

$$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$$

B2) Μερική διατμητική σύνδεση με τον ουδέτερο άξονα μέσα στο φύλλο

πλαστική αξονική χαλυβδόφυλλου:

$$N_p = A_p \cdot f_{yd}$$

πλήρης αξονική πλάκας :

$$N_{c,tot} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$$

$$N_c = \eta \cdot N_{c,tot}$$

$$\text{Συνθήκη } N_c < N_p \rightarrow$$

$$x_{pl} = \frac{N_c}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}$$

$$z = h_t - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + \frac{(e_p - e) \cdot N_c}{N_p}$$

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \left(1 - \frac{N_c}{N_p} \right) \leq M_{pa}$$

$$M_{pc} = N_c \cdot z$$

$$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$$

Οι αποστάσεις e και e_p φαίνονται στα παραπάνω σχήματα.

Προσδιορισμός της Τιμής Σχεδιασμού της Αντοχής Διατμητικού Συνδέσμου $\tau_{u,Rd}$

Η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση μιάς σύμμικτης πλάκας, και άρα η αντοχή της διατμητικού συνδέσμου, δεν προσδιορίζεται όπως στην περίπτωση των διατμητικών συνδέσμων με δοκιμές διάτμησης, αλλά με δοκιμές σε σύμμικτες πλάκες με δύο ισογραμμικά φορτία. Από τις δοκιμές αυτές προκύπτουν ακόμη τα βέλη κάμψης, οι δράσεις πρόσφυσης, και οι δυνάμεις τριβής στα βάθρα στήριξης. Όμως, οι επιμέρους επιγράσεις δεν είναι δυνατό να διαχωριστούν με αυτή τη μέθοδο δοκιμής. Για το λόγο αυτό γίνονται προσπάθειες βελτίωσης της μεθόδου με επιπρόσθετα πειράματα, όπως πχ την δοκιμή « slip-block». Όσον αφορά δε την αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη, αυτή παίζει δευτερεύοντα ρόλο και για το λόγο αυτό αγνοείται στην ανάλυση με τη μέθοδο « m - k ». Συγκεκριμένα έχει αποδειχθεί, ότι οι νευρώσεις και αυλακώσεις, καθώς και τα περιβάλλοντα τμήματα του χαλυβδόφυλλου, παραμορφώνονται όταν επέρχεται διολίσθηση, το σκυρόδεμα όμως παραμένει άθικτο, εφόσον παρουσιάζει μία ελάχιστη αντοχή.

Η κρίσιμη διατομή της σύμμικτης πλάκας στο πείραμα βρίσκεται στη θέση όπου εφαρμόζεται το ένα απ' τα δύο συμμετρικά συγκεντρωμένα φορτία. Μέχρι τη θέση αυτή η διαμήκης διάτμηση προξενεί μία θλιπτική δύναμη στο σκυρόδεμα N_c . Σε μερικό διατμητικό σύνδεσμο δεν επαρκεί η δύναμη αυτή για να εξαντλήσει τη φέρουσα ικανότητα σε κάμψη. Η αντοχή διατμητικού συνδέσμου τ_u , η οποία θεωρείται ως προς το διάστημα διάτμησης L_1 σταθερή, προκύπτει από τη σχέση:

$$\tau_u = \frac{\eta_{test} \cdot N_{cf}}{b \cdot (L_s + L_o)} = \frac{\eta_{test} \cdot N_{cf}}{b \cdot L_1}$$

Το διάγραμμα μερικού διατμητικού συνδέσμου της σύμμικτης πλάκας πρέπει να έχει προσδιοριστεί λογιστικά, και μάλιστα με βάση πραγματικές τιμές (αντοχές, γεωμετρία). Με την ολοκλήρωση της απαιτούμενης σειράς εργαστηριακών δοκιμών, οι τιμές αντοχής τ_u οι οποίες προκύπτουν, αποτελούν τη βάση για στατιστική ανάλυση, ώστε να προσδιοριστούν τέλος οι οριστικές χαρακτηριστικές τιμές φέρουσας ικανότητας. Η τιμή σχεδιασμού της σύμμικτης αντοχής $\tau_{u,Rd}$ προκύπτει από την διαίρεση των τιμών αυτών με τον επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_v = 1,25$.

Οι αντοχές διαμήκους διάτμησης τ_u των χαλυβδόφυλλων διαφέρουν μεταξύ τους, σε τόσο μεγάλο βαθμό, ώστε μέχρι σήμερα να απαιτείται για κάθε νέο τύπο χαλυβδόφυλλου νέα σειρά δοκιμών. Για χαλυβδόφυλλα «χελιδονοουράς» με νευρώσεις και αυλακώσεις οι αντοχές εντοπίζονται μεταξύ $350 \text{ kN/m}^2 \leq \tau_{u,m} \leq 700 \text{ kN/m}^2$, ανηγμένες στο εμβαδό κάτοψης του ελάσματος και όχι στο ανάγλυφο εμβαδό του. Αυτές οι τιμές αντοχής εξαρτώνται από τη μορφή του ελάσματος (πρόσφυση), του πάχους (αντίσταση σε παραμόρφωση) και την αντοχή του υλικού.

Επίσης και η γεωμετρία των νευρώσεων παίζει σημαντικό ρόλο: απόσταση μεταξύ των νευρώσεων, θέση των νευρώσεων στη διατομή (δυσκαμψία), μορφή (κλίση παρειάς φατνώματος) και ύψος (αντίσταση διολίσθησης).

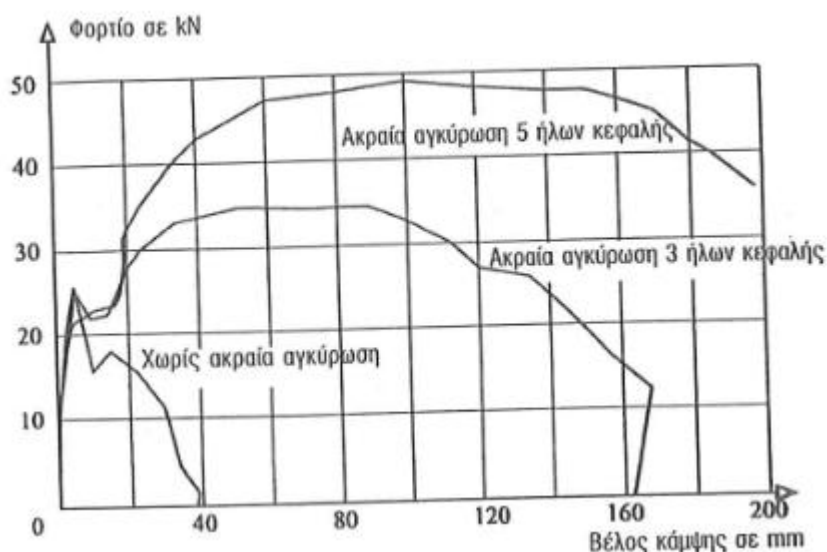
Σε εργαστηριακές δοκιμές επιχρισμένων χαλυβδόφυλλων έχει επιτευχθεί μόλις το 70% έως 80% της σύμμικτης αντοχής γαλβανισμένων χαλυβδόφυλλων ιδίων λοιπών χαρακτηριστικών.

Είναι γνωστό, ότι στα βάρη στήριξης εμφανίζονται πρόσθετες δυνάμεις τριβής, οι οποίες μέχρι σήμερα συμπεριλαμβάνονται στην ισοκατανεμημένη σύμμικτη αντοχή τ_u . Μία βελτίωση της μεθόδου έγκειται στον προσδιορισμό αυτών των δυνάμεων τριβής με τη βοήθεια δοκιμών «slip-block» και την αποτίμηση της επίδρασης των ακραίων αγκυρώσεων. Η σύμμικτη αντοχή τ_u στην περιοχή διάτμησης θα μειούταν, και πιθανόν να μην εξαρτώταν πλέον στο πείραμα από το διάστημα διάτμησης L_s . Οι συντελεστές τριβής, οι οποίοι έχουν υπολογισθεί μέχρι σήμερα κυμαίνονται μεταξύ $0,5 < \mu < 0,6$.

Ακραία Αγκύρωση

Με σκοπό τη μελέτη του βαθμού συνεργασίας του διατμητικού συνδέσμου και των ακραίων αγκυρώσεων στην παραλαβή του πλήρους διατμητικού φορτίου γίνονται επιπλέον εργαστηριακές δοκιμές. Απαιτείται συμβατότητα των παραμορφώσεων, χαρακτηριζόμενη από όμοιες κατανομές διάτμησης-διολίσθησης με περίπου ίσες ακραίες τιμές για ίσες σχετικές διολιθήσεις. Επίσης, για την διαμόρφωση των ακραίων αγκυρώσεων, πρέπει να γίνεται χρήση των τιμών διαστασιολόγησης, εκτός αν γίνεται σχετική αναφορά στον Ευρωκώδικα 4. Ενδεχομένως πρέπει να γίνει αντιπαραβολή της καταπόνησης των διατμητικών συνδέσμων της πλάκας με αυτή των συνδέσμων των δοκών. Στο σχήμα 23 φαίνονται εργαστηριακές δοκιμές τριών διαφορετικών τύπων πλακών. Τα ελάσματα των

δοκιμών ήταν τραπεζοειδούς φαινομένου, με ή χωρίς ακραία αγκύρωση. Η ακραία αγκύρωση αποτελείται από 3 ή 5 συγκολλημένους ήλους κεφαλής διαμέτρου 19 mm. Τα αποτελέσματα των δοκιμών καταδεικνύουν την βελτίωση της φέρουσας ικανότητας της ουσιαστικά ψαθυρής σύμμικτης πλάκας με την χρήση των ακραίων αγκυρώσεων: η φέρουσα ικανότητα της πλάκας αυξάνεται, διότι η διατμητική της αντοχή μεγαλώνει, συμπεριφέρεται δε ιδιαίτερα όλκιμα, δηλαδή συνολικά περισσότερο ικανοποιητικά, έως ότου το έλασμα υποστεί ρήξη στα σημεία ήλωσης, οπότε και η αγκύρωση χάνει τη δράση της.

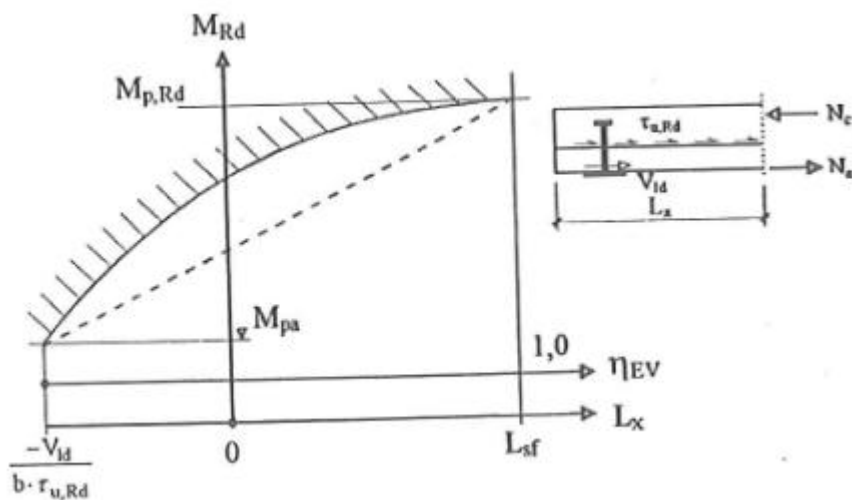


Σχήμα 23: Φέρουσα συμπεριφορά συμμίκτων πλακών τραπεζοειδούς ελάσματος χωρίς και με ακραία αγκύρωση

Ο έλεγχος γίνεται όπως περιγράφηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, όμως η συμβολή της ακραίας αγκύρωσης μπορεί να ληφθεί υπόψη με σχετική προσθήκη στην εξίσωση της θλιπτικής δύναμης N_c .

$$N_c = b \cdot L_x \cdot \tau_{u,Rb} + P_{pb,Rd}$$

Η μεταβολή της δύναμης N_c λόγω της συμβολής της ακραίας αγκύρωσης προξενεί μετατόπιση του αρχικού διαγράμματος (δηλαδή χωρίς ακραία αγκύρωση) προς την κατεύθυνση αρνητικών L_x κατά $P_{pb,Rd} / (b \cdot \tau_{u,Rd})$, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 24: Διάγραμμα αντοχής με ακραία αγκύρωση (και γραμμική προσέγγιση)

Για τον προσεγγιστικό έλεγχο αντοχής με γραμμική παρεμβολή προκύπτει με τα παραπάνω δεδομένα:

$$M_{Rd} = M_{pa} + \eta_{EV} \cdot (M_{p,Rd} - M_{pa})$$

Οπότε για τον βαθμό διατμητικού συνδέσμου η_{EV} στην θέση L_x προκύπτει:

$$\eta_{EV} = (b \cdot L_x \cdot \tau_{u,Rd} + V_{id}) / N_{cf} = \frac{N_{c,EV}}{N_{cf}}$$

Η απόσταση L_{sf} από το βάθρο στήριξης, για την οποία η καμπτική αντοχή εξαντλείται, δίδεται από τη σχέση:

$$L_{sf} = \frac{N_{cf} - P_{pb,Rd}}{b \cdot \tau_{u,Rd}}$$

Ακολούθως, επιδεικνύεται η εφαρμογή ακραίας αγκύρωσης σε δύο σύμμικτες πλάκες με χαλυβδόφυλλα τύπου Holorib. Στην πρώτη περίπτωση πρόκειται για «λειό» χαλυβδόφυλλο τύπου Holorib 51/150/0,88 χωρίς νευρώσεις, με ακραία αγκύρωση, ενώ στη δεύτερη περίπτωση χαλυβδόφυλλο με νευρώσεις χωρίς ακραία αγκύρωση ιδίων λοιπών διαστάσεων. Χάριν απλούστευσης γίνεται η χρήση των ακόλουθων τιμών:

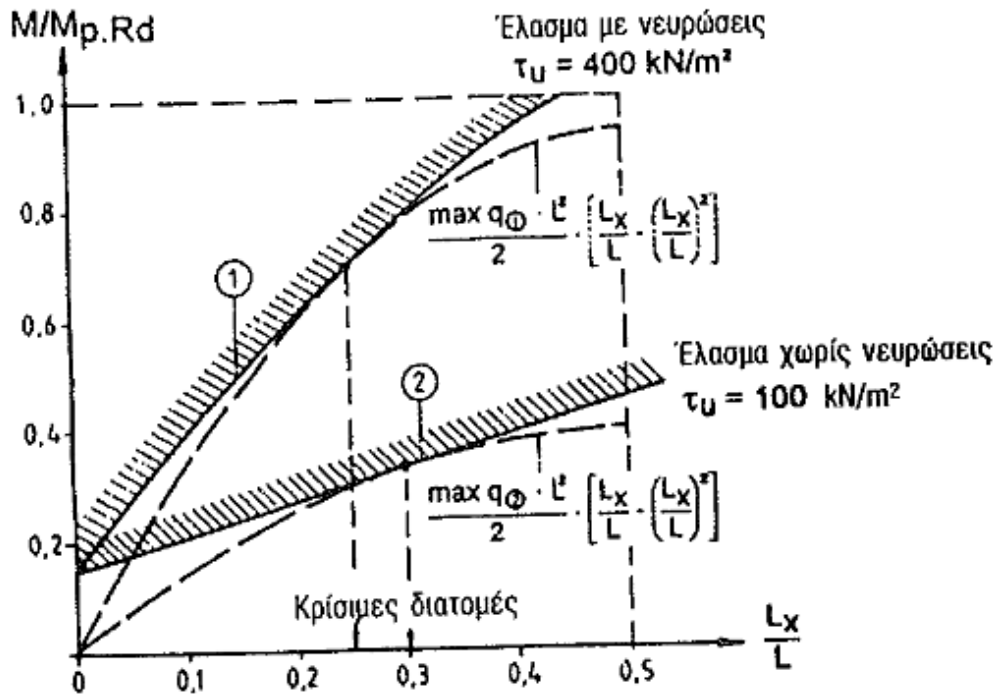
Περίπτωση 1: Χαλυβδόφυλλο με νευρώσεις, $\tau_u = 400 \text{ kN/mm}^2$

Περίπτωση 2: Χαλυβδόφυλλο χωρίς νευρώσεις, $\tau_u = 100 \text{ kN/mm}^2$

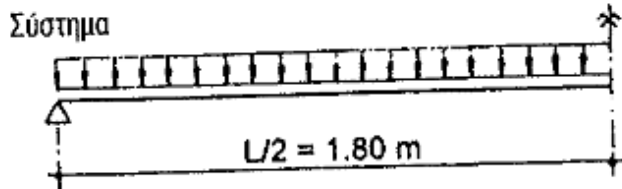
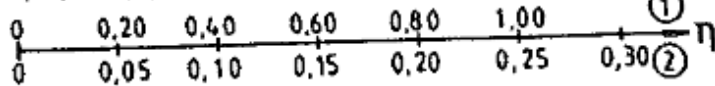
Περίπτωση 3: Χαλυβδόφυλλο χωρίς νευρώσεις, αλλά με ακραία αγκύρωση φέρουσας ικανότητας 50% της δύναμης εφελκυσμού στο χαλυβδόφυλλο.

Οι διατμητικές αντοχές τ_u ανάγονται, ως συνήθως, στο εμβαδόν κάτοψης του χαλυβδόφυλλου και όχι στο ανάγλυφο εμβαδόν.

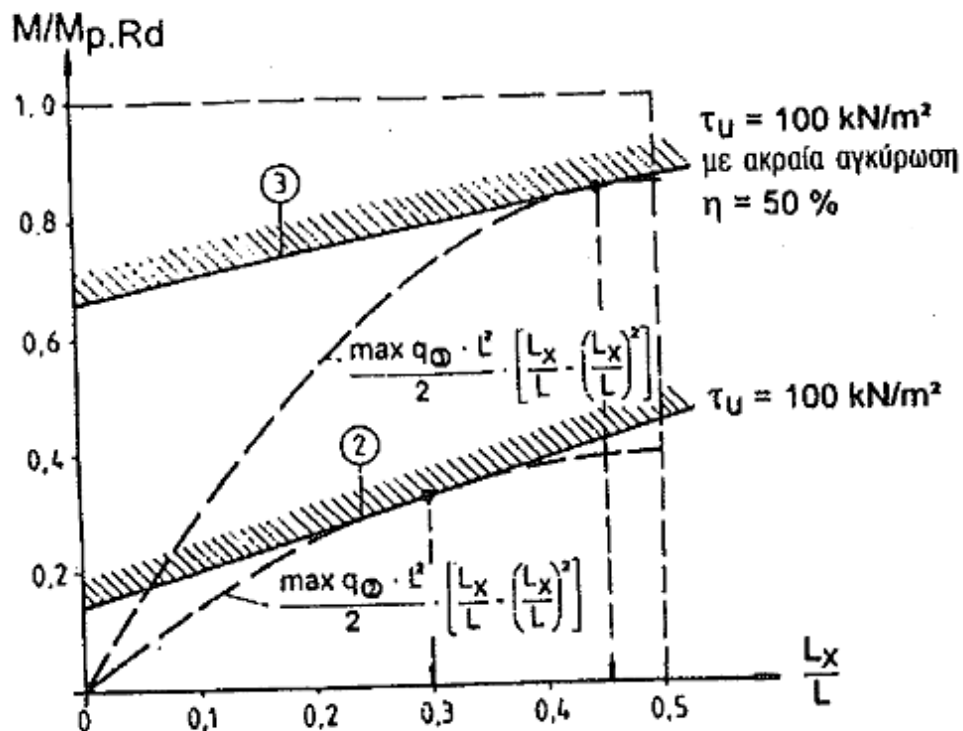
Συγκρίνοντας τα διαγράμματα των Σχημάτων 23 βλέπουμε τις διαφορές στην φέρουσα συμπεριφορά των διαφόρων διατάξεων. Προκύπτει όμως επίσης, ότι η ίδια φέρουσα ικανότητα μπορεί να επιτευχθεί με διαφορετικούς τρόπους (χωρίς ακραίες αγκυρώσεις, με νευρωμένα ελάσματα απ τη μία και απ την άλλη με λεία ελάσματα και ακραίες αγκυρώσεις). Η περίπτωση 3 αντιστοιχεί περίπου σε σύμμικτες πλάκες «παλαιού» τύπου, με χαλυβδόφυλλα Holorib προγενέστερης αδειοδότησης, η περίπτωση 1 στα νέου τύπου χαλυβδόφυλλα Holorib με νευρώσεις. Εάν γίνει χρήση «σφυρήλατων αγκυρίων» τότε μπορεί να παραληφθεί περίπου το 50% της δύναμης εφελκυσμού στο χαλυβδόφυλλο από τις αγκυρώσεις. Για το λόγο αυτό στην περίπτωση 3 μας ενδιαφέρει πλέον στο διάγραμμα μερικού διατμητικού συνδέσμου μόνο η περιοχή $0,5 \leq \eta \leq 1,0$, η οποία χρησιμοποιείται στο σχήμα 26 για τον προσδιορισμό της παράθεσης ροπής. Διακρίνουμε επίσης, ότι ήταν σωστό, σε προγενέστερα αδειοδοτημένα ελάσματα τύπου Hoesch και Holorib, να επεκτείνουμε την επιμετρούμενη περιοχή διατμητικής δύναμης σε ολόκληρη την περιοχή μεταξύ των ακραίων στηριγμάτων και του κέντρου της πλάκας (μέγιστη ροπή ανοίγματος). Με τον τρόπο αυτό αποφεύγεται η επίπονη αναζήτηση της κρίσιμης διατομής, η οποία ούτως ή άλλως στην περίπτωση 3 δεν απέχει πολύ από το μέσο του ανοίγματος.



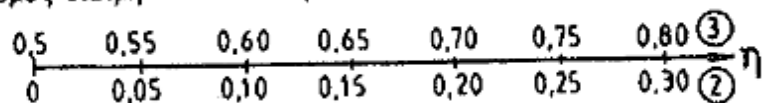
Βαθμός διατμητικού σύνδεσμου



Σχήμα 25: Έλεγχος αντοχής χωρίς ακραία αγκύρωση



Βαθμός διατμητικού σύνδεσμου



Σχήμα 26: Έλεγχος αντοχής με ακραία αγκύρωση σε λείο έλασμα χωρίς νευρώσεις

Με τα σημερινά δεδομένα, οι καταλληλότεροι τρόποι ακραίας αγκύρωσης είναι οι ακόλουθοι:

- Συγκολλημένοι διατμητικοί ήλοι κεφαλής διαμέτρου κορμού 19 mm
- Ήλοι εκτόνωσης (powder actuated fastener) ή κοχλίες σε συνδυασμό με παρεμβάσεις αποφυγής κάθετης αποκόλλησης (πχ ελάσματα «χελιδονοουράς» ή ήλοι κεφαλής κοντά στα άκρα της πλάκας)
- Σφουρήλατα ακραία αγκύρια σε χαλυβδόφυλλα μορφής «χελιδονοουράς», τα οποία ταυτόχρονα εμποδίζουν την εκχύλιση του σκυροδέματος δια μέσου των αυλακώσεων, ενδεχομένως σε συνδυασμό με ήλους εκτόνωσης (powder actuated fastener).

Σε κάθε περίπτωση είναι απαραίτητη η έγκαιρη σύνδεση των ελασμάτων με την υποδομή για την αποφυγή «απογείωσης» αυτών σε ανοδικά ρεύματα αέρα.

Στη Γερμανία διεξάγονται ήδη από την δεκαετία του 1970 δοκιμές αντοχής ακραίων αγκυρώσεων (pull out tests) σε λεία ελάσματα Hoesch και Holorib. Ωστόσο, τα αποτελέσματα έχουν ισχύ μόνο για τους εξεταζόμενους τύπους ελάσματος, και δεν μπορούν να εφαρμοστούν γενικότερα.

Η αντίσταση σε διαμήκη διάτμηση προσδιορίζεται πειραματικά ή αναλυτικά ως το άθροισμα της αντίστασης της πλάκας χωρίς ακραίες αγκυρώσεις και της αντίστασης των ακραίων αγκυρώσεων. Για τη διαστασιολόγηση διατρητικά συγκολλημένων ήλων κεφαλής ο Ευρωκώδικας 4 αναφέρει την ακόλουθη σχέση για τον υπολογισμό της οριακής δύναμης σύνθλιψης άντυγας οπής, η οποία προέρχεται από τις σχετικές οδηγίες κοχλιωτών συνδέσεων, και η οποία θεωρείται μάλλον συντηρητική:

$$V_{l,Rd} = \min \{ P_{Rd}, P_{b,Rd} \}$$

Όπου:

$P_{b,Rd}$: Αντίσταση διατμητικού ήλου

$P_{b,Rd} = k_{\Phi} \cdot d_{d0} \cdot t \cdot f_{yp,d}$ = αντίσταση χαλυβδόφυλλου

$$k_{\Phi} = 1 + \alpha/d_{d0} \leq 6,0$$

d_{d0} : διάμετρος ραφής στη βάση του συνδέσμου, 1,10 φορές τη διάμετρο του ήλου

t : πάχος χαλυβδόφυλλου

α : απόσταση ήλου από το άκρο του φύλλου $\geq 1,5d_{d0}$

Ο έλεγχος γίνεται για να δειχθεί ότι:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{l,Rd}} \leq 1$$

Όπου:

V_{Ed} : η δρώσα τέμνουσα

$V_{l,Rd}$: η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση

Η σχέση αυτή θεωρείται συντηρητική, διότι το επιστρωμένο σκυρόδεμα εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό του λεπτού ελάσματος και δημιουργεί πρόσθετες δράσεις πρόσφυσης.

Εάν τα ακραία αγκύρια είναι τύπου «σφυρήλατου άκρου», τότε η οριακή αντοχή ενός φατνώματος δίνεται από τη σχέση:

$$P_{Rd} \approx A_{Rippe} \cdot f_{yp} / \gamma_{VS}$$

Όπου: A_{Rippe} : εμβαδόν διατομής του παραμορφωμένου φατνώματος

Κεφάλαιο 3: Excel

Γενικά

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας αναπτύχθηκε ένα πρόγραμμα στο excel το οποίο κάνει τους απαραίτητους ελέγχους σε μία σύμμικτη πλάκα, με βάση τους κανονισμούς EC3 και EC4. Η χρήση του φύλλου αυτού, βοηθάει στη λεπτομερή και συστηματική μελέτη της πλάκας και δίνει τη δυνατότητα στο μελετητή να ελέγχει την επίδραση των συντελεστών των κανονισμών στα αποτελέσματα και να κατανοεί τη φυσική τους ερμηνεία. Δίνεται έμφαση στη διαμήκη διάτμηση, όπου ο έλεγχος γίνεται με δύο μεθόδους, την πειραματική μέθοδο m-k και τη θεωρητική μέθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης με σκοπό τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων σε ποικίλα στατικά συστήματα.

Το excel που αναπτύχθηκε αποτελείται από 9 φύλλα, καθένα από τα οποία έχει τη λειτουργία του:

Για το χρήστη

Το πρώτο φύλλο του excel ονομάζεται «Για το χρήστη» και περιέχει όλα τα δεδομένα, που απαιτούνται για τους υπολογισμούς καθώς και όλα τα αποτελέσματα από τους εκάστοτε ελέγχους. Στόχος αυτού του φύλλου είναι η διευκόλυνση του χρήστη ο οποίος θα εισάγει σε αυτό το φύλλο τα δεδομένα που επιθυμεί (όπως πχ τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πλάκας που τον ενδιαφέρει) και θα παίρνει στο ίδιο φύλλο τα αποτελέσματα από όλους τους ελέγχους χωρίς να είναι αναγκασμένος να βλέπει όλους τους μαθηματικούς τύπους και τις διαδικασίες που ακολουθούνται μέχρι να βγουν τα αποτελέσματα αυτά. Το ίδιο φύλλο στη συνέχεια μπορεί εύκολα να μετατραπεί σε αρχείο pdf μέσω της εκτύπωσης.

Πιο συγκεκριμένα αρχικά υπάρχουν ως δεδομένα (τα εισάγει ο χρήστης) τα χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου:

Χαλυβδοέλασμα

f_y	=	350	Mpa
E_a	=	210000	Mpa
t_s	=	0,75	mm
h	=	58	mm
b_b	=	62	mm

b_s	=	207	mm
b_r	=	106	mm
b_{op}	=	101	mm
g_s	=	8,53	kg/m ²
A_p	=	1029	mm ² /m
z_{cg}	=	33,3	mm
I_{br}	=	55,12	cm ⁴
I_{eff}	=	42,6	cm ⁴
$M_{Rd,+}$	=	4,32	kNm/m
$M_{Rd,-}$	=	4,33	kNm/m
$R_{w,ex}$	=	23,5	kN/m
$R_{w,c}$	=	25,02	kN/m
M_{pa}	=	7,7	kNm/m
z_{pl}	=	39,55	mm
m	=	230,09	N/mm ²
k	=	-0,062	N/mm ²
T_{Rd}	=	0,1	Mpa
μ	=	0,5	

Όπου

f_y : το όριο διαρροής του χαλυβδόφυλλου

E_a : το μέτρο ελαστικότητας του χαλυβδόφυλλου

t_s : το πάχος του χαλυβδόφυλλου

h : το ύψος του χαλυβδόφυλλου

b_b : το πλάτος του κάτω πέλματος

b_s : το πλάτος του φατνώματος

b_r : το πλάτος του άνω πέλματος

b_{op} : το μέσο πλάτος των πελμάτων του χαλυβδόφυλλου

g_s : το βάρος σε kg του χαλυβδόφυλλου ανα τετραγωνικό μέτρο

A_p : το εμβαδόν του χαλυβδόφυλλου ανα μέτρο πλάτους

z_{cg} : απόσταση κέντρου βάρους του χαλυβδόφυλλου από το άνω πέλμα

I_{br} : ροπή αδρανείας πλήρους διατομής

I_{eff} : ροπή αδρανείας απομειωμένης (ενεργού) διατομής

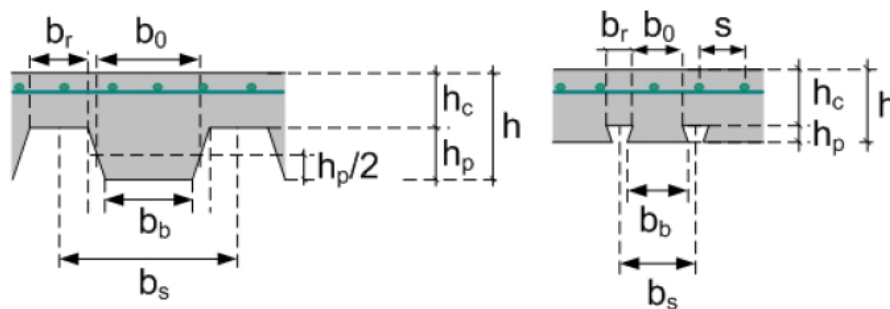
$M_{Rd,+}$: αντοχή χαλυβδόφυλλου σε θετικές ροπές

$M_{Rd,-}$: αντοχή χαλυβδόφυλλου σε αρνητικές ροπές

$R_{w,ex}$: αντίδραση στις εξωτερικές στηρίξεις

$R_{w,c}$: αντίδραση στις εσωτερικές στηρίξεις
 M_{pa} : πλαστική ροπή αντοχής το χαλυβδόφυλλου
 Z_{pl} : πλαστικός ουδέτερος άξινας του χαλυβδόφυλλου
 m : σταθερά από πειράματα σε MPa
 k : σταθερά από πειράματα σε MPa
 T_{Rd} : διατμητική αντοχή σχεδιασμού
 μ : συντελεστής τριβής

Μερικά από τα παραπάνω μεγέθη φαίνονται και στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 27: Χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου

Στη συνέχεια δίνονται τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται στην πλάκα:

Σκυρόδεμα C25/30

ρ_c	=	2450	kg/m ³
f_{ck}	=	25	Mpa
f_{ctm}	=	2,6	Mpa
E_{cm}	=	31000	Mpa
α	=	0,85	
A	=	17561	mm ²
h_c	=	62	mm

Όπου:

ρ_c : πυκνότητα του σκυροδέματος
 f_{ck} : χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη
 f_{ctm} : χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος σε εφελκυσμό
 E_{cm} : μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος
 α : συντελεστής πλήρωσης

A : εμβαδόν φατνώματος

h_c : πάχος πλάκας σκυροδέματος πάνω απ'το χαλυβδόφυλλο

Έπειτα ακολουθούν τα δεδομένα για τη σύμμικτη πλάκα, δηλαδή το πάχος της καθώς και ο αριθμός των ανοιγμάτων της. Ανάλογα με τον αριθμό των ανοιγμάτων, αν είναι 1, 2 ή 3 ανατρέχουμε στο αντίστοιχο φύλλο, δηλαδή στην «αμφιέριστη», «2 ανοίγματα» ή «3 ανοίγματα» για επιπλέον δεδομένα όπως περιγράφεται στη συνέχεια.

Σύμμικτη πλάκα

n	=	1	ανοίγματα
h_t	=	120	mm

Όπου:

n : ο αριθμός των ανοιγμάτων

h_t : το πάχος της σύμμικτης πλάκας

Ακολουθούν τα δεδομένα για τον οπλισμό της πλάκας (οπλισμό στο άνοιγμα, στη στήριξη και για ρηγματώση).

Οπλισμός

f_{ya}	=	500	Mpa
ρ_s	=	2	%
A_s	=	351,22	mm ²
<i>Ρηγματώσης</i>			
d_1	=	5	mm
a_1	=	150	mm
e_1	=	20	mm
<i>Στήριξη</i>			
d_2	=	0	mm
a_2	=	200	mm
e_2	=	25	mm
<i>Άνοιγμα</i>			
d	=	0	mm
e	=	40	mm

Όπου:

f_{ya} : το όριο διαρροής του χάλυβα οπλισμού
 ρ_s : το ποσοστό οπλισμού
 A_s : εμβαδόν οπλισμού ανα μέτρο
 d_1 : απόσταση οπλισμού από την επιφάνεια του σκυροδέματος
 a_1 : απόσταση ράβδων οπλισμού
 e_1 : απόσταση ακραίας ράβδου οπλισμού απ την άκρη
 d_2 : απόσταση οπλισμού από την επιφάνεια του σκυροδέματος
 a_2 : απόσταση ράβδων οπλισμού
 e_2 : απόσταση ακραίας ράβδου οπλισμού απ την άκρη
 d : απόσταση οπλισμού από την επιφάνεια του σκυροδέματος
 e : απόσταση ακραίας ράβδου οπλισμού απ την άκρη

Να σημειωθεί ότι ως ελάχιστο ποσοστό οπλισμού ρ_s έχει ληφθεί το 2% σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2.

Στη συνέχεια δίνονται τα φορτία, μόνιμα και κινητά καθώς και οι συνδυασμοί τους για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

<u>Φορτία</u>			
<i>Μόνιμα</i>			
g	=	6,63	kN/m ²
<i>Κινητά</i>			
q	=	7,5	kN/m ²
$q_{ολοκα}$	=	20,2005	kN/m ²
$q_{ολοκλ}$	=	14,13	kN/m ²

Όπου:

g : μόνιμα φορτία

q : κινητά φορτία

$q_{ολοκα}$: συνδυασμός για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας →
 $q_{ολοκα} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q$

$q_{ολοκλ}$: συνδυασμός για Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας →
 $q_{ολοκλ} = 1,00 \cdot g + 1,00 \cdot q$

Ανάλογα με τον αριθμό των ανοιγμάτων (το στατικό σύστημα δηλαδή) στα αντίστοιχα φύλλα γίνεται ο υπολογισμός των δράσεων σχεδιασμού.

Έπειτα εμφανίζονται τα πεδία με τους συντελεστές ασφαλείας με τιμές από τον ό τον EC3 και EC4, όπως φαίνονται στη συνέχεια.

Συντελεστές
Ασφαλείας

γ_M	=	1
γ_{sb}	=	1,15
γ_c	=	1,5
γ_{vs}	=	1,25
γ_0	=	1,35
γ_a	=	1,5
ψ_1	=	0,5
k_r	=	0,3

Τέλος έχουμε τα δεδομένα για την ύπαρξη ή μη ακραίας αγκύρωσης και αν υπάρχει, τα χαρακτηριστικά αυτής. Να σημειωθεί ότι στους επιμέρους ελέγχους που έχουν γίνει εμφανίζεται με πορτοκαλί χρώμα ο μη ικανοποιητικός έλεγχος κ με γαλάζιο ο αποδεκτός.

Ακραία Αγκύρωση

d	=	19	mm				
α	=	32	mm	>	$1,65 \cdot d$	=	31,35
$k_\Phi = 1 + \alpha / (1,1 \cdot d)$	=	2,5311	<	6			
$P_{pb,Rd} = k_\Phi \cdot 1,1 \cdot d \cdot t_s \cdot f_{yp,d}$	=	13,8863	kN				
μ	=	0,5					

Όπου:

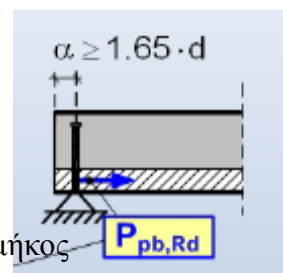
d : διάμετρος ήλου (συνήθως 16mm, 19mm, 22mm και 25mm)

α : απόσταση άκρου της πλάκας από τη στήριξη ($> 1,65 \cdot d$)

k_Φ : συντελεστής

$P_{pb,Rd}$: Τιμή σχεδιασμού δύναμης εφελκυσμού του ελάσματος κατά μήκος απόστασης ίσης με την απόσταση μεταξύ δύο γειτονικών

t_s : πάχος ελάσματος



$f_{yp,d}$: όριο διαρροής ελάσματος

μ : συντελεστής τριβής

Στη συνέχεια στο φύλλο αυτό εμφανίζονται τα αποτελέσματα από όλους τους ελέγχους. Ανάλογα με τον αριθμό των ανοιγμάτων εμφανίζονται στα κελιά οι αντίστοιχες τιμές ροπών και τεμνουσών αντοχής και σχεδιασμού ανατρέχοντας στο αντίστοιχο φύλλο.

Αποτελέσματα

Χαλυβδόφυλλο: OK

$M_{c,Rd}^+$	=	11,3391	kNm/m	>	M_{ed}	=	0,885	kNm/m
$M_{c,Rd}^-$	=	3,36445	kNm/m	>	M_{ed}	=	- 1,1063	kNm/m

Αντοχή σύμμικτης πλάκας σε κάμψη: OK

$M_{pl,Rd}^+$	=	22,561	kNm/m	>	M_{ed}^+	=	0,885	kNm/m
$M_{pl,Rd}^-$	=	8,85262	kNm/m	>	M_{ed}^-	=	- 1,1063	kNm/m

Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση:

Μέθοδος m-k OK

$V_{l,Rd}$	=	5,15308	kN/m	>	V_{ed}	=	-2,655	kN/m
$V_{l,Rd2}$	=	5,90848	kN/m	>	V_{ed}	=	2,2125	kN/m

Μερική Διατμητική Σύνδεση: OK

$M_{pl,Rd}$	=	9,98092	kNm	>	M_{ed}	=	0,885	kNm/m
-------------	---	---------	-----	---	----------	---	-------	-------

Αν ικανοποιείται ο εκάστοτε έλεγχος, το κελί που περιέχει το αποτέλεσμα γίνεται γαλάζιο και δίπλα από τον τίτλο του ελέγχου εμφανίζεται το «OK» ενώ αν όχι το κελί γίνεται πορτοκαλί και εμφανίζεται το «PROBLEM».

Χαλυβδόφυλλο

Σε αυτό το φύλλο γίνεται μία μελέτη του χαλυβδόφυλλου όταν ακόμη αυτό είναι μόνο του, πριν την έγχυση του σκυροδέματος, κατά την φάση κατασκευής. Αρχικά

δίνονται τα δεδομένα που απαιτούνται για τον υπολογισμό του χαλυβδόφυλλου, τα οποία παίρνουν αυτόματα τις τιμές που έχουν ήδη δοθεί στο φύλλο «Για το χρήστη».

Με κίτρινο συμβολίζονται τα δεδομένα, ενώ χωρίς χρώμα είναι οι τιμές που υπολογίζονται με βάση τα δεδομένα.

f_y	=	350	Mpa
-------	---	-----	-----

Γεωμετρία Χαλυβδόφυλλου

t_s	=	0,75	mm					
h	=	58	mm					
b_b	=	62	mm					
b_s	=	207	mm					
b_r	=	106	mm					
b_{op}	=	101	mm					
φ	=	1,246	rad	=	71,417	°	$\sin\varphi =$	0,94786
b_p	=	61	mm				$\cos\varphi =$	0,31868
Πλάτος αναφοράς $b_s/2 =$			103,5	mm				

Γίνεται ο έλεγχος της γεωμετρίας του χαλυβδόφυλλου, σύμφωνα με τους περιορισμούς που περιγράφονται στο κεφάλαιο 1, όπου οι αποδεκτές τιμές σημειώνονται με γαλάζιο και οι μη αποδεκτές με πορτοκαλί:

Έλεγχος γεωμετρίας Χαλυβδόφυλλου

0,45 mm	<	$t =$	0,75	mm	<	15,0 mm
b_r / t	=	141,333	<	500		
$45^\circ <$	φ	=	71,417	$< 90^\circ$		
h / t	=	77,333	<	$500 * \sin\varphi$	=	473,932

Υπολογίζεται το κέντρο βάρους της πλήρους διατομής του χαλυβδόφυλλου:

Κέντρο βάρους πλήρους διατομής (από άνω πέλμα)

z_s	=	24,409	mm
-------	---	--------	----

Αρχικά μελετάμε την αμφιέριστη πλάκα, στην οποία θα προσδιορισθεί η ενεργός διατομή του χαλυβδόφυλλου για θετικές ροπές σε πλάτος αναφοράς $207/2 = 103,5$ mm

Παρακάτω φαίνεται ο έλεγχος αν απαιτείται μείωση λόγω διατμητικής υστέρησης στο κάτω εφελκόμενο πέλμα:

Έλεγχος Ροπής Ανοίγματος

A) Αμφιέριστη

L =	2,5	m
-----	-----	---

Εφελκόμενο κάτω πέλμα
Επιρροή διατμητικής υστέρησης

Απόσταση σημείων μηδισμού ροπών

L_e	=	2,5	m							
b_0	=	$b_b / 2$	=	0,031	m	<	$L_e / 20$	=	0,125	m
Επομένως δεν υπάρχει μείωση λόγω διατμητικής υστέρησης										

Έπειτα φαίνεται η απομείωση του άνω θλιβόμενου πέλματος λόγω τοπικού λυγισμού και διατμητικής υστέρησης:

Θλιβόμενο άνω πέλμα

b_c	=	2,441	cm							
b_t	=	$h - b_c$	=	3,35907	cm					
b_c / b_t	=	0,726667422	<	1						
Άρα το εφελκόμενο πέλμα εισέρχεται στη διαρροή πριν από το θλιβόμενο										
$\sigma_{com,Ed}$	=	$(f_y / \gamma_{M1}) * (b_c / b_t)$	→	$\sigma_{com,Ed} / (f_y / \gamma_{M1})$	=	b_c / b_t	=	0,7266		

Το άνω πέλμα υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη οπότε:

ψ	=	1
k_σ	=	4
$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_y)}$	=	0,819407451

$\lambda_p =$	=	2,48826								
$b/(28,4 \cdot t \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma})$										
$\lambda_{p,red} = \lambda_p \cdot \sqrt{(\sigma_{com,Ed} \cdot \gamma_{M1} / f_y)}$	=	2,12111								
ρ	=	0,422551891	<	1						
<i>Επιρροή διατμητικής υστέρησης</i>										
b_0	=	$b_b / 2$	=	0,053	m	<	$L_e / 20$	=	0,125	m
α_0	=	1	διότι δεν υπάρχουν ενισχύσεις							
Επομένως δεν χρειάζεται να εξετασθεί η μείωση λόγω διατμητικής υστέρησης										
$\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e$	=	0,0212	και $0,02 < \kappa < 0,7$							
$\beta = \beta_1 = 1 / (1 + 6,4 \cdot \kappa^2)$	=	0,99713	\approx	1						
Επομένως η επιρροή της διατμητικής υστέρησης αγνοείται										
$\delta = (b_0 / t) / (14,95 \cdot \epsilon)$	=	11,53728179	>	1						
$\eta = (b_0 / L_e) / \delta$	=	0,003675042								
$\rho_L = \beta^1 \cdot \rho$	=	0,422534127								
<i>Ενεργό πλάτος λόγω κύρτωσης</i>										
b_{eff}	=	$\rho \cdot b_r$	=	4,479	cm					
b_{eff1}	=	b_{eff2}	=	$0,5 \cdot b_{eff}$	=	2,23953	cm			

Υπολογίζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής για ενεργά πέλματα και πλήρη κορμό και στη συνέχεια γίνεται και η απομείωση του πέλματος:

Γεωμετρία διατομής με ενεργό θλιβόμενο πέλμα και πλήρη κορμό			
Εμβαδόν:			
$A = t \cdot (b_b / 2 + h \cdot \sin \varphi + b_{eff1,2})$	=	0,81278	cm ²
Θέση κέντρου βάρους (από άνω πέλμα)			
z_s	=	1,428229184	cm
Στο κεκλιμένο στοιχείο: $bc = z_s / \sin \varphi$	=	1,50679	cm

Κορμός				
$\psi = \sigma_1 / \sigma_2$	=	-3,060972892		
k_σ	=	$5,98 \cdot (1 - \psi)^2$	=	98,6192
$\lambda_p = b / (28,4 \cdot t \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma})$	=		0,31719	
ρ	=	3,186061766	> 1	→ $\rho = 1$
Επομένως ολόκληρος ο κορμός είναι ενεργός				

Τέλος υπολογίζονται τα αδρανειακά μεγέθη της ενεργού διατομής και η ροπή αντοχής σε θετικές ροπές:

Αδρανειακά μεγέθη ενεργού διατομής

Εμβαδόν:	A_{eff}	=	0,81278	cm ²
Θέση κέντρου βάρους (από άνω πέλμα):				
z_s	=	1,428229184	cm	

Ροπή Αδράνειας:

I_{eff}	=	9,308939469	cm ⁴
-----------	---	-------------	-----------------

Ροπές Αντίστασης:

$W_{eff,com}$	=	I_{eff} / z_o	=	6,51782	cm ³
$W_{eff,ten}$	=	I_{eff} / z_u	=	2,12933	cm ³

Ροπή Αντοχής:

$M_{c,Rd} = f_y \cdot W_{eff} / \gamma_{M0}$	=	228,124	kNcm	=	2,28124	kNm
--	---	---------	------	---	---------	-----

Ροπή Αντοχής ανα τρέχον μέτρο:

$M_{c,Rd} = M_{c,Rd} / \text{πλάτος αναφοράς}$	=	22,0409	kNm/m
--	---	---------	-------

Έλεγχος ροπής Ανοίγματος:

$M_{c,Rd}$	=	22,04093419	kNm/m	>	M_{ed}	=	1,38281	kNm/m
------------	---	-------------	-------	---	----------	---	---------	-------

Στη συνέχεια μελετάμε την συνεχή πλάκα 2 και 3 ανοιγμάτων, στην οποία θα προσδιορισθεί η ενεργός διατομή του χαλυβδόφυλλου για θετικές ροπές σε πλάτος αναφοράς $207/2 = 103,5 \text{ mm}$

Παρακάτω φαίνεται ο έλεγχος αν απαιτείται μείωση λόγω διατμητικής υστέρησης στο κάτω εφελκόμενο πέλμα:

Έλεγχος Ροπής Ανοίγματος

Εφελκόμενο κάτω πέλμα

Επιρροή διατμητικής υστέρησης

B) 2, 3				
Ανοιγμάτων		$L_1 =$	2,5	m
		$L_2 =$	2,5	m

Απόσταση σημείων μηδενισμού ροπών

L_e	=	$0,85 \cdot L_1$	=	2,125	m				
b_0	=	$b_b / 2$	=	0,031	m	<	$L_e / 20$	=	0,10625 m
Επομένως δεν υπάρχει μείωση λόγω διατμητικής υστέρησης									

Έπειτα φαίνεται η απομείωση του άνω θλιβόμενου πέλματος λόγω τοπικού λυγισμού και διατμητικής υστέρησης:

Θλιβόμενο άνω πέλμα

b_c	=	2,44	cm	
b_t	=	$h - b_c$	=	3,359 cm
b_c / b_t	=	0,727	<	1

Άρα το εφελκόμενο πέλμα εισέρχεται στη διαρροή πριν από το θλιβόμενο

$\sigma_{com,Ed}$	=	$(f_y / \gamma_{M1}) \cdot (b_c / b_t)$	→	$\sigma_{com,Ed} / (f_y / \gamma_{M1})$	=	b_c / b_t	=	0,7266
-------------------	---	---	---	---	---	-------------	---	--------

Το άνω πέλμα υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη οπότε:

ψ	=	1
k_σ	=	4
$\epsilon = \sqrt{(235 / f_y)}$	=	0,819407451
$\lambda_p = b / (28,4 \cdot t \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma})$	=	2,48826
$\lambda_{p,red} =$	=	2,12111

$\lambda_p \cdot \sqrt{(\sigma_{com,Ed} \cdot \gamma_{M1} / f_y)}$											
ρ	=	0,42	<	1							
<i>Επιρροή διατμητικής υστέρισης</i>											
b_0	=	$b_b / 2$	=	0,53	m	<	$L_e / 20$	=	0,10625	m	
α_0	=	1	διότι δεν υπάρχουν ενισχύσεις								
Επομένως δεν υπάρχει μείωση λόγω διατμητικής υστέρισης											
$\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e$	=	0,049882353	και $0,02 < \kappa < 0,7$								
$\beta = \beta_1 = 1 / (1 + 6,4 \cdot \kappa^2)$	=	0,9843	≈	1							
$\delta = (b_0 / t) / (14,95 \cdot \epsilon)$	=	11,53728179	>	1							
$\eta = (b_0 / L_e) / \delta$	=	0,004323579									
$\rho_L = \beta^{\eta} \cdot \rho$	=	0,422523028									
<i>Ενεργό πλάτος λόγω κύρτωσης</i>											
b_{eff}	=	$\rho \cdot b_r$	=	4,47905005	cm						
b_{eff1}	=	b_{eff2}	=	$0,5 \cdot b_{eff}$	=	2,24	cm				

Υπολογίζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής για ενεργά πέλματα και πλήρη κορμό και στη συνέχεια γίνεται και η απομείωση του πέλματος:

Γεωμετρία διατομής με ενεργό θλιβόμενο πέλημα και πλήρη κορμό

Εμβαδόν:									
$A = t \cdot (b_b / 2 + h \cdot \sin \varphi + b_{eff1,2})$		=	0,86	cm ²					
Θέση κέντρου βάρους (από άνω πέλημα)									
z_s	=	2,68	cm						
Στο κεκλιμένο στοιχείο: $b_c = z_s / \sin \varphi$							=	2,82976	cm
Κορμός									
$\psi = \sigma_1 / \sigma_2$	=	-1,162383216			=	-3 < ψ < -1			
k_σ	=	$5,98(1 - \psi)^2$	=	27,961889					

$\lambda_p = b/(28,4 \cdot t \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma})$	=	0,59568			
ρ	=	1,393925505	> 1	→	$\rho = 1$
Επομένως ολόκληρος ο κορμός είναι ενεργός					
$b_{eff} = b_c \cdot \rho$	=	2,829761004	cm		
$b_{eff1} = 0,4 \cdot b_{eff}$	=	1,131904402	cm		
$b_{eff2} = 0,6 \cdot b_{eff}$	=	1,697856602	cm		

Τέλος υπολογίζονται τα αδρανειακά μεγέθη της ενεργού διατομής και η ροπή αντοχής σε θετικές ροπές:

Αδρανειακά μεγέθη ενεργού διατομής

Εμβαδόν:	A_{eff}	=	0,85939	cm ²		
Θέση κέντρου βάρους (από άνω πέλμα):						
z_s	=	3,114174081	cm			
Ροπή Αδράνειας:						
I_{eff}	=	10,44220054	cm ⁴			
Ροπές Αντίστασης:						
$W_{eff,com}$	=	I_{eff}/z_o	=	3,35312037	cm ³	
$W_{eff,ten}$	=	I_{eff}/z_u	=	3,88789179	cm ³	
Ροπή Αντοχής:						
$M_{c,Rd} = f_y \cdot W_{eff}/\gamma_{M0}$			=	117,359213	kNcm	= 1,17359 kNm
Ροπή Αντοχής ανα τρέχον μέτρο:						
$M_{c,Rd} = M_{c,Rd}/\text{πλάτος αναφοράς}$			=	11,3390544	kNm/m	
Έλεγχος ροπής Ανοίγματος:						
$M_{c,Rd}$	=	11,33905438	kNm/m	>	M_{ed}	= 0,7743 kNm/m

Συνεχίζουμε με τις αρνητικές ροπές που εμφανίζονται στις στηρίξεις. Αρχικά μελετάμε το εφελκυσμένο άνω πέλμα:

Έλεγχος Ροπής Στήριξης

Εφελκούμενο άνω πέλμα Επιρροή διατμητικής υστέρησης

Απόσταση σημείων μηδενισμού ροπών										
L_e	=	$0,25*(L_1+L_2)$	=	1,25	m					
b_0	=	$b_r / 2$	=	0,053	m	<	$L_e / 20$	=	0,0625	m
Επομένως απαιτείται η εξέταση της διατμητικής υστέρησης										
$\kappa = b_0 / L_e$	=	0,0424	άρα	$0,02 < \kappa < 0,7$						
$\beta_2 = 1/\{1+6*[\kappa-1/(2500*\kappa)]+1,6*\kappa^2\}$		=	0,83286648							
Στην οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί να ληφθεί :										
β^k	=	0,992275792								
Συνεργαζόμενο πλάτος λόγω κύρτωσης και διατμητικής υστέρησης εφελκόμενου πέλματος										
$b_{eff} = \beta^k * b$	=	105,181234	mm							
$b_1 = b_2$	=	52,59061698	mm							

Ακολουθούν οι υπολογισμοί για το κάτω θλιβόμενο πέλμα:

Θλιβόμενο κάτω πέλμα

Επειδή το πλάτος του εφελκόμενου πέλματος είναι μεγαλύτερο από αυτό του θλιβόμενου, η διαρροή αρχίζει από το θλιβόμενο πέλμα.										
ψ	=	1								
k_σ	=	4								
$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$		=	0,819407451							
$\lambda_p = b/(28,4*t*\varepsilon*\sqrt{k_\sigma})$	=	1,77616	>	0,673						
$\rho = [\lambda_p - 0,055*(3+\psi)]/\lambda_p^2$										
άρα	ρ	=	0,49328	<	1	για	λ_p	>	0,673	
Επιρροή διατμητικής υστέρησης										

b_0	=	$b_b/2$	=	0,031	m	<	$L_e/20$	=	0,0625	m
Επομένως δεν υπάρχει μείωση λόγω διατμητικής υστέρησης										
$\kappa = b_0 / L_e$	=	0,0496	άρα	0,02 < κ < 0,7						
Στην οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί να ληφθεί :										
β^k	=	0,988869684	≈	1						
Συνεργαζόμενο πλάτος λόγω κύρτωσης και διατμητικής υστέρησης εφελκόμενου πέλματος										
$b_{eff} = b_p \cdot \rho$	=	30,58311264	mm							
$b_{eff1} = b_{eff2} = b_{eff}/2$	=	15,29155632	mm							

Γεωμετρία διατομής με ενεργό θλιβόμενο πέλμα και πλήρη κορμό

Εμβαδόν:										
$A = t \cdot (b_b/2 + h \cdot \sin\phi + b_{eff1,2})$				=	0,95785275	cm ²				
Θέση κέντρου βάρους (από άνω πέλμα)										
z_s	=	1,942795366	cm							
Στο κεκλιμένο στοιχείο: $b_c = b_p - z_s/\sin\phi$				=	4,06937	cm				
Κορμός										
$\psi = \sigma_1/\sigma_2$	=	-0,50367962			-1 < ψ < 0					
k_σ	=	7,81 - 6,29 ψ + 9,78 ψ^2	=	13,4592639						
$\lambda_p = b/(28,4 \cdot t \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma})$	=	0,17588								
ρ	=	1,24730782	> 1	→	ρ	=	1			
Επομένως ολόκληρος ο κορμός είναι ενεργός										
$b_{eff} = \rho \cdot b_c$	=	4,069369311	cm							

$b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff}$	=	1,627747724	cm
$b_{e1} = 0,6 \cdot b_{eff}$	=	2,441621587	cm

Αδρανειακά μεγέθη ενεργού διατομής

Εμβαδόν:	A_{eff}	=	0,95785	cm ²
Θέση κέντρου βάρους (από άνω πέλμα):				
z_s	=	2,157400013	cm	
Ροπή Αδράνειας:				
I_{eff}	=	2,064441736	cm ⁴	
Ροπές Αντίστασης:				
$W_{eff,com}$	=	I_{eff}/z_o	=	0,9569119 cm ³
$W_{eff,ten}$	=	I_{eff}/z_u	=	-0,9569119 cm ³
Ροπή Αντοχής:				
$M_{c,Rd} = f_y \cdot W_{eff} / \gamma_{M0}$		=	33,4919163	kNcm = 0,3349192 kNm
Ροπή Αντοχής ανα τρέχον μέτρο:				
$M_{c,Rd} = M_{c,Rd} / \text{πλάτος αναφοράς}$		=	3,23593395	kNm/m
Έλεγχος ροπής Στηρίγματος:				
$M_{c,Rd}$	=	3,235933946	kNm/m	< $M_{ed} = 4,8675$ kNm/m

Στους παραπάνω ελέγχους το γαλάζιο χρώμα υποδηλώνει την επάρκεια της διατομής ενώ αντίθετα το πορτοκαλί σημαίνει ότι το χαλυβδόφυλλο δεν επαρκεί.

Αντοχή Σύμμικτης Πλάκας σε Κάμψη

Σε αυτό το φύλλο υπολογίζεται αναλυτικά η αντοχή της σύμμικτης πλάκας σε κάμψη έναντι θετικών και αρνητικών ροπών. Τα δεδομένα που δίνονται είναι τα εξής και αντλούνται απ' ευθείας από το φύλλο «Για το Χρήστη»

C25/30

f_{ck}	=	25	Mpa
h	=	120	mm
h_c	=	62	mm

z_s	=	33,59	mm
$d_p = h - z_s$	=	86,41	mm
b_s	=	207	mm
b_b	=	62	mm
A_p	=	1029	mm ²
f_{cd}	=	14,167	Mpa
$f_{yp,d}$	=	350	Mpa
f_s	=	500	Mpa
M_{pa}	=	7,7	kNm/m
A_s	=	3,5122	cm ² /m
e_s	=	40	mm

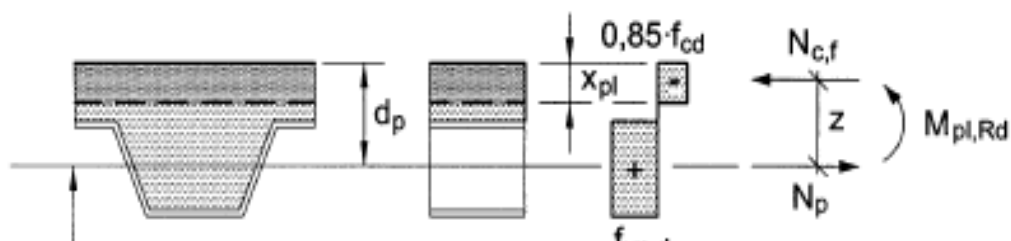
Αρχικά γίνεται ο υπολογισμός της αντοχής για θετικές ροπές:

Θετικές Ροπές Κάμψης

A) Ουδέτερος Άξονας εκτός Χαλυβδόφυλλου

NAI

Θλιπτική Δύναμη:	$N_{cf} = b \cdot x_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$	=	63,37	kN					
Εφελκυστική Δύναμη:	$N_p = A_p \cdot f_{yp,d}$	=	306,1275	kN					
Θέση Ουδέτερου Άξονα:									
$N_{cf} = N_p$	=>	$x_{pl} = (A_p \cdot f_{yp,d}) / (b \cdot 0,85 \cdot f_{cd})$	=	25,42	mm	<	h_c	=	62 mm
Πλαστική Ροπή:	$M_{pl,Rd}^+$	=	$N_p \cdot (d_p - x_{pl}/2)$	=	22,56	kNm/m			



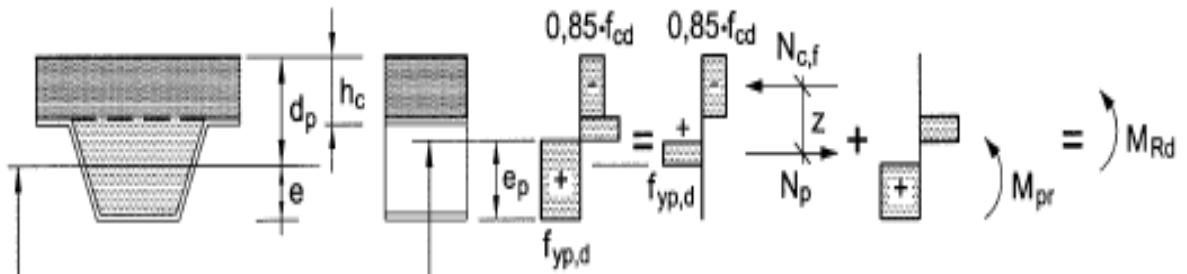
Αν ικανοποιείται η συνθήκη $x_{pl} < h_c$, (γαλάζιο χρώμα, αλλιώς πορτοκαλί) που σημαίνει ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της πλάκας του σκυροδέματος και άρα εκτός του χαλυβδόφυλλου, εμφανίζεται ένα «ΝΑΙ» δίπλα από την περίπτωση Α (Ουδέτερος άξονας εκτός χαλυβδόφυλλου) και η πλαστική ροπή αντοχής είναι αυτή που υπολογίζεται δηλαδή στη συγκεκριμένη περίπτωση $M_{pl,Rd}^+ = 22,56 \text{ kNm/m}$.

Η Β περίπτωση που ακολουθεί σημειώνεται με «ΟΧΙ», άρα τα αποτελέσματα αυτής δε μας αφορούν και στη θέση υπολογισμού της ροπής αντοχής εμφανίζεται μία παύλα « - » όπως φαίνεται ακολούθως:

Β) Ουδέτερος Άξονας εντος Χαλυβδόφυλλου

ΟΧΙ

Θλιπτική Δύναμη:	$N_{cf} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$	=	154,543	kN			
Εφελκυστική Δύναμη:	$N_p = A_p \cdot f_{yp,d}$	=	360,150	kN			
	$z = h - 0,5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \cdot N_{cf} / N_p$	=	7,047	mm			
	$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot (1 - N_{cf} / N_p)$	=	5,495	kNm/m	$< M_{pa}$ =	7,7	kNm/m
Πλαστική Ροπή:	$M_{pl,Rd}^+$	=	$N_{cf} \cdot z + M_{pr}$	=	-	kNm/m	



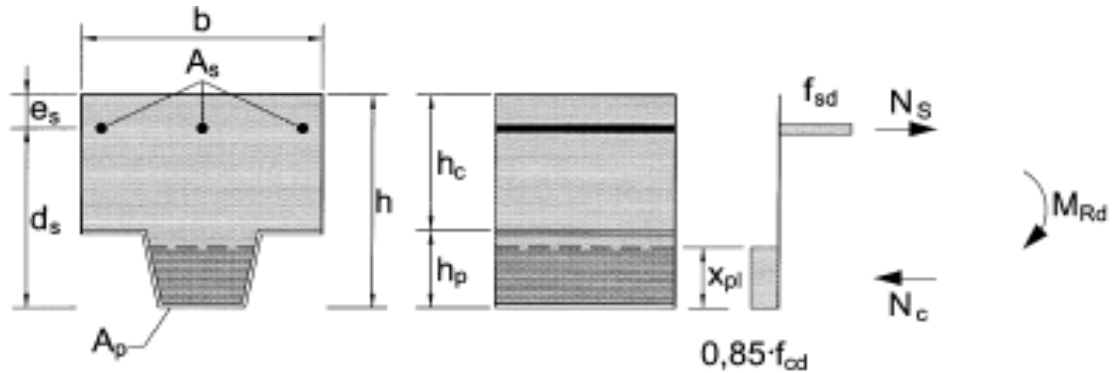
Αν δεν ικανοποιείται η συνθήκη $x_{pl} < h_c$, (πορτοκαλί χρώμα στο κελί υπολογισμού του x_{pl}) το «ΝΑΙ» μεταφέρεται πλέον στη Β περίπτωση από την οποία πλέον διαβάζουμε την αντοχή που μας ενδιαφέρει.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η αντοχή σε κάμψη της πλάκας για αρνητικές ροπές:

Αρνητικές Ροπές Κάμψης

Εφελκυστική Δύναμη:	$N_s = A_s \cdot f_{sd}$	=	149,269	kN/m
---------------------	--------------------------	---	---------	------

Ουδέτερος Άξονας:	$x_{pl} = N_s / (b_p \cdot 0,85 \cdot f_{cd})$	=	41,387	mm
Θλιπτική Δύναμη:	$N_c = b_p \cdot x_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$	=	30,899	kN/m
Πλαστική Ροπή:	$M_{pl,Rd} = N_s \cdot (h - e_s - x_{pl}/2)$	=	8,853	kNm/m



Αναλυτικοί υπολογισμοί για τις παραπάνω αντοχές βρίσκονται στο κεφάλαιο

Αμφιέριστη

Ακολουθεί το, ίσως πιο βασικό, φύλλο του excel «Αμφιέριστη». Θεωρείται βασικό γιατί όλα τα είδη πλακών μπορούν να αναλυθούν σε πολλές αμφιέριστες.

Με πράσινο χρώμα συμβολίζονται τα δεδομένα που απαιτούνται ειδικά για αυτό το είδος πλάκας, όπως φαίνεται παρακάτω:

<u>Σύμμικτη πλάκα</u>		-		
n	=	1	ανοίγματα	
L	=	2500	mm	
h _t	=	120	mm	

Αμφιέριστη		L _s =L/4		
L_s	=	625	mm	
d_p	=	86,7	mm	
e	=	33,3	mm	
e_p	=	39,55	mm	

Όπου:

n : ο αριθμός των ανοιγμάτων

L : το μήκος του ανοίγματος της πλάκας

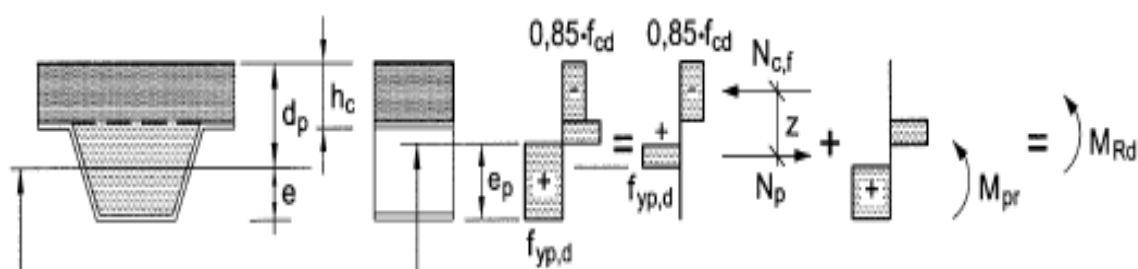
h_t : το ύψος της πλάκας

L_s : το μήκος διάτμησης, για την αμφιέρειστη ίσο με $L_s = L/4$

d_p : ωφέλιμο στατικό ύψος της πλάκας

e : όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα

e_p : όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα



Αν ο αριθμός των ανοιγμάτων δεν είναι 1, αμφιέρειστη δηλαδή, δίπλα από τον τίτλο «Σύμμικτη Πλάκα» εμφανίζεται η εξής φράση: «Βλέπε φύλλο 2 ανοιγμάτων» ή «Βλέπε Φύλλο 3 Ανοιγμάτων» αν έχουμε 2 ή 3 ανοίγματα αντίστοιχα. Σε άλλη περίπτωση, αν έχουμε δηλαδή αμφιέρειστη πλάκα εμφανίζεται στη θέση αυτή μία παύλα « - ».

Εδώ γίνεται αρχικά ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών για τα φορτία σχεδιασμού. Ως γνωστόν στην αμφιέρειστη πλάκα η ροπή σε μία τυχαία θέση που απέχει απόσταση x από τη στήριξη θα είναι ίση με:

$$M_x = -q \cdot x \cdot \frac{x}{2} + \frac{q \cdot l \cdot x}{2} = q \cdot \frac{x}{2} \cdot (l - x)$$

Άρα η μέγιστη ροπή θα εμφανίζεται στο μέσο του ανοίγματος και θα ισούται με:

$$M_{Ed} = q \cdot \frac{l^2}{8}$$

Αντίστοιχα η τέμνουσα σε μία τυχαία θέση x ισούται με:

$$V_x = q \cdot \frac{l}{2} - q \cdot x$$

Άρα η μέγιστη τέμνουσα θα εμφανίζεται στη θέση της ακραίας στήριξης και θα είναι ίση με:

$$V_{Ed} = q \cdot \frac{l}{2}$$

<u>Φορτία</u>			
<i>Μόνιμα</i>			
g	=	6,63	kN/m ²
<i>Κινητά</i>			
q	=	7,5	kN/m ²
qολ _{OKA}	=	20,2005	kN/m ²
qολ _{OKL}	=	14,13	kN/m ²
$M_{ed} = q \cdot l^2 / 8$	=	15,7816	kNm/m
$V_{ed} = q \cdot l / 2$	=	25,2506	kN/m

Έπειτα υπολογίζεται η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση με χρήση της μεθόδου “m-k” και γίνεται έλεγχος επάρκειας της πλάκας συγκρίνοντας την αντοχή που προέκυψε $V_{l,Rd}$ με την τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} .

Διατμητική Αντοχή Σχεδιασμού

Μέθοδος m-k

$$V_{l,Rd} = b \cdot d_p \cdot \left(m \cdot \frac{A_p}{b \cdot L_S} + k \right) / \gamma_{Vs} = \boxed{4,549} \text{ kN/m} > V_{ed} \text{ 2,2125 kN/m}$$

Όταν ικανοποιείται ο έλεγχος, δηλαδή $V_{l,Rd} > V_{Ed}$, το κελί που εμφανίζεται η τιμή του $V_{l,Rd}$ γίνεται γαλάζιο, ενώ σε αντίθετη περίπτωση γίνεται πορτοκαλί.

Μερική διατμητική σύνδεση

Μήκος Προσαρμογής:	$L_{s,f} = A_p \cdot f_{yp,d} / (b \cdot T_{u,Rd})$	=	3061,28	mm	> L/2	=	1250,000	mm
--------------------	---	---	---------	----	-------	---	----------	----

Όπως φαίνεται παραπάνω, στη μέθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης αρχικά υπολογίζεται το μήκος προσαρμογής. Έπειτα υπολογίζεται ο βαθμός διατμητικού

συνδέσμου n στη θέση $L/2$ (γιατί στη αμφιέρειστη εκεί έχω τη μέγιστη ροπή), μέσω της σχέσης:

$$n(x) = \frac{\tau_u R_d \cdot b \cdot x + \mu \cdot R_{Ed} + P_{pb,Rd}}{N_{cf}}$$

Ανάλογα αν το n αυτό είναι 1 ή μικρότερο της μονάδας ακολουθείται η αντίστοιχη πορεία επίλυσης. Για $n = 1$ είναι η εξής:

n=1	1	OXI			
Πλαστική Αξονική Χαλυβδόφυλλου:	$N_p = A_p \cdot f_y$	=	306,128	kN	
Πλήρης Αξονική Πλάκας:	$N_{c,tot} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$	=	154,543	kN	
	N_c	=	154,543	kN	
$N_{c,tot} < N_p$	$N_{cf} = N_{c,tot}$	=	154,543	kN	
$z = h_t - 0,5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \cdot N_{cf} / N_p$		=	52,605	mm	
$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot (1 - N_{cf} / N_p) \leq M_{pa}$		=	4,766	kNm	$< M_{pa} = 7,7$ kNm/m
$M_{pc} = N_{cf} \cdot z$		=	8,130	kNm	
$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$		=	12,896	kNm	$> M_{ed} = 1,38281$ kNm/m

Το «OXI» που βλέπουμε δίπλα από το « $n = 1$ », δηλώνει ότι $n \neq 1$, άρα πρέπει να ανατρέξουμε στην αντίστοιχη μεθοδολογία για $n < 1$, η οποία θα έχει «NAI» όπως φαίνεται παρακάτω:

n<1	$n(x) = \frac{(\tau_{uRD} \cdot b \cdot x + \mu \cdot R_{Ed} + P_{pb,Rd})}{N_{cf}}$	=	0,1335	NAI	
---------------	---	---	--------	------------	--

Πλαστική Αξονική Χαλυβδόφυλλου:	$N_p = A_p \cdot f_y$	=	306,128	kN
Πλήρης Αξονική Πλάκας:	$N_{c,tot} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$	=	154,543	kN
	$N_c = N_{c,tot} \cdot \eta(x)$	=	20,6312	kN
$N_{c,tot} < N_p$	$N_{cf} = N_{c,tot}$	=	20,6312	kN
$x_{pl} = N_c / (b \cdot 0,85 \cdot f_{cd})$	=	0,00399	mm	
$z = h_t - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot N_c / N_p$	=	80,8692	mm	
$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot (1 - N_c / N_p) \leq M_{pa}$	=	8,97633	kNm	> $M_{pa} = 7,7$ kNm/m
$M_{pc} = N_c \cdot z$	=	1,66843	kNm	
$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$	=	10,6448	kNm	> $M_{ed} = 1,38$ kNm/m

Όπου εμφανίζεται γαλάζιο χρώμα ικανοποιείται ο έλεγχος, ενώ στο πορτοκαλί όχι.

Να σημειωθεί ότι η ροπή αντοχής που υπολογίζεται, αναφέρεται στο μέτρο της σύμμικτης πλάκας $b = 1$ m.

Διάγραμμα M-L_x 1

Σκοπός αυτού του φύλλου είναι η δημιουργία ενός διαγράμματος M-L_x στο οποίο να φαίνονται ταυτόχρονα η ροπή σχεδιασμού και η ροπή αντοχής. Η ροπή αντοχής φαίνεται σ αυτό το διάγραμμα για βαθμό διατμητικού συνδέσμου (η) ο οποίος έχει υπολογιστεί τόσο λαμβάνοντας υπόψη την ακραία αγκύρωση όσο και χωρίς αυτήν. Έτσι έχουμε ένα αρκετά εποπτικό μέσο για να δούμε κατά πόσο επηρεάζει στην αντοχή της πλάκας η ακραία αγκύρωση και πόσο «κοντά» στην αστοχία βρισκόμαστε.

Παρακάτω παραθέτονται για λόγους πληρότητας οι τύποι υπολογισμού των μεγεθών που εμφανίζονται στο διάγραμμα καθώς και τα δεδομένα που απαιτούνται:

h_t	=	0,12	m
e	=	0,0333	m
e_p	=	0,03955	m
q_{OLOKA}	=	1,77	kN/m ²
$x_{pl} = N_c / (b \cdot 0,85 \cdot f_{cd})$			
$z = h_t - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot N_c / N_p$			
$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot (1 - n(x)) \leq M_{pa}$			
$M_{pc} = N_c \cdot z$			
$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$			

$N_{c,tot}$	=	154,54275	kN
-------------	---	-----------	----

Ακολουθεί ο πίνακας (με κίτρινο χρώμα) στον οποίο φαίνονται τα μεγέθη υπολογισμού χωρίς την επιρροή της ακραίας αγκύρωσης:

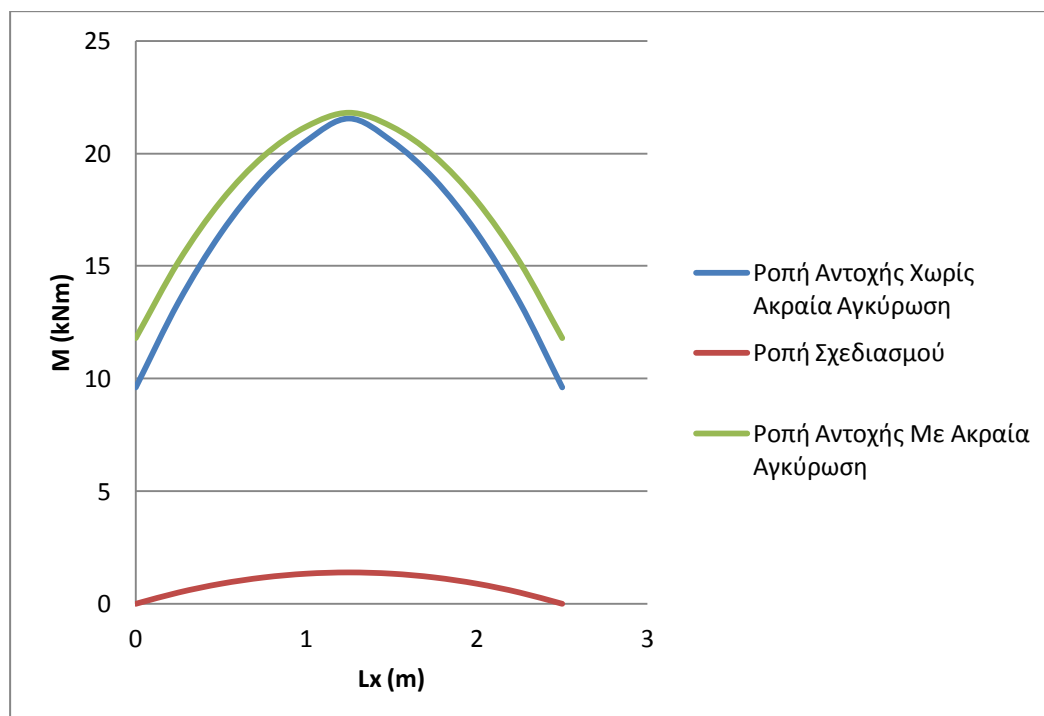
L_x	$n = L_x / L_{sf}$	N_c	x_{pl}	z	M_{pr}	M_{pc}	M_{Rd}	M_{ed}
0	0	0	0	0,08045	9,625	0	9,625	0
0,25	8,167E-05	0,012620783	2,86917E-06	0,08044882	9,62421	0,00102	9,62523	0,49781
0,5	0,0001633	0,025241566	5,73835E-06	0,08044765	9,62343	0,00203	9,62546	0,885
0,75	0,000245	0,037862349	8,60752E-06	0,08044647	9,62264	0,00305	9,62569	1,16156
1	0,0003267	0,050483132	1,14767E-05	0,08044529	9,62186	0,00406	9,62592	1,3275
1,25	0,0004083	0,063103915	1,43459E-05	0,08044412	9,62107	0,00508	9,62615	1,38281
1,5	0,00049	0,075724698	1,7215E-05	0,08044294	9,62028	0,00609	9,62638	1,3275
1,75	0,0005717	0,088345481	2,00842E-05	0,08044176	9,6195	0,00711	9,6266	1,16156
2	0,0006533	0,100966264	2,29534E-05	0,08044058	9,61871	0,00812	9,62683	0,885
2,25	0,000735	0,113587047	2,58226E-05	0,08043941	9,61793	0,00914	9,62706	0,49781
2,5	0,0008167	0,12620783	2,86917E-05	0,08043823	9,61714	0,01015	9,62729	0

Έπειτα είναι ο πίνακας (με ροζ χρώμα) στον οποίο φαίνονται τα μεγέθη υπολογισμού συνυπολογίζοντας και την επιρροή της ακραίας αγκύρωσης:

L_x	$n(x) = \frac{(\tau_{uRD} * b * x + \mu * R_{ed} + P_{Pb,Rd}) / N_{cf}}$	N_c	X_{pl}	Z	M_{pr}	M_{pc}	M_{Rd}	M_{ed}
0	0,048974692	7,568683569	0,001720644	0,0797442	9,15362	0,60356	9,75718	0
0,25	0,065879413	10,18118565	0,002314563	0,07950058	8,99091	0,80941	9,80032	0,49781
0,5	0,082784134	12,79368773	0,002908483	0,07925696	8,8282	1,01399	9,84219	0,885
0,75	0,099688855	15,40618982	0,003502402	0,07901334	8,66549	1,21729	9,88279	1,16156
1	0,116593576	18,0186919	0,004096321	0,07876972	8,50279	1,41933	9,92211	1,3275
1,25	0,133498297	20,63119398	0,00469024	0,07852609	8,34008	1,62009	9,96017	1,38281
1,5	0,150403018	23,24369606	0,005284159	0,07828247	8,17737	1,81957	9,99694	1,3275
1,75	0,167307739	25,85619815	0,005878079	0,07803885	8,01466	2,01779	10,0325	1,16156
2	0,18421246	28,46870023	0,006471998	0,07779523	7,85196	2,21473	10,0667	0,885
2,25	0,201117182	31,08120231	0,007065917	0,07755161	7,68925	2,4104	10,0996	0,49781
2,5	0,218021903	33,69370439	0,007659836	0,07730798	7,52654	2,60479	10,1313	0

Οι παραπάνω πίνακες στο φύλλο excel βρίσκονται σε έναν πίνακα, εναλλάξ οι δύο τρόποι υπολογισμού, ώστε να είναι πιο εύκολη η σύγκριση των επιμέρους αποτελεσμάτων.

Το διάγραμμα M- L_x που συνοψίζει όλα τα παραπάνω είναι το ακόλουθο:



Παρατηρούμε ότι στη συγκεκριμένη περίπτωση για τα δεδομένα φορτία σχεδιασμού και για την συγκεκριμένη σύμμικτη πλάκα, ικανοποιείται ο έλεγχος καθώς το διάγραμμα της ροπής σχεδιασμού δεν τέμνει το διάγραμμα ροπής αντοχής. Είναι επίσης προφανές ότι η ακραία αγκύρωση προσδίδει αντοχή σε διαμήκη διάτμηση στην πλάκα, ανεβάζοντας έτσι το διάγραμμα του.

2 Ανοίγματα

Το επόμενο φύλλο αφορά στη συνεχή πλάκα δύο (2) ανοιγμάτων. Τα δεδομένα που απαιτούνται για αυτό το είδος πλάκας φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

<u>Σύμμικτη πλάκα</u>	=		
n	=	2	ανοίγματα
L ₁	=	2500	mm
L ₂	=	2500	mm
h _t	=	120	mm

<u>Συνεχής</u>	Ls=0,9*L/4		
Ls	=	562,5	m
d _p	=	86,7	mm
e	=	33,3	mm
e _p	=	39,55	mm

Όπου:

n : ο αριθμός των ανοιγμάτων (εδώ 2)

L₁ : το μήκος του πρώτου ανοίγματος της πλάκας

L_2 : το μήκος του δεύτερου ανοίγματος της πλάκας

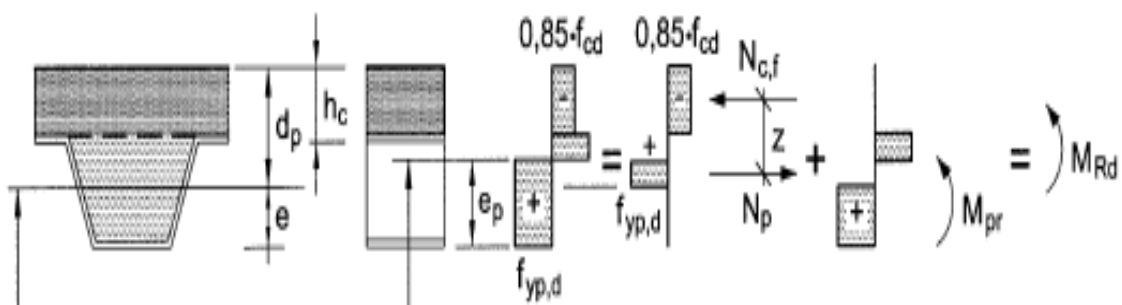
h_t : το ύψος της πλάκας

L_s : το μήκος διάτμησης, για την συνεχή δύο ανοιγμάτων ίσο με $L_s = 0,9 \cdot L/4$

d_p : ωφέλιμο στατικό ύψος της πλάκας

e : όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα

e_p : όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα



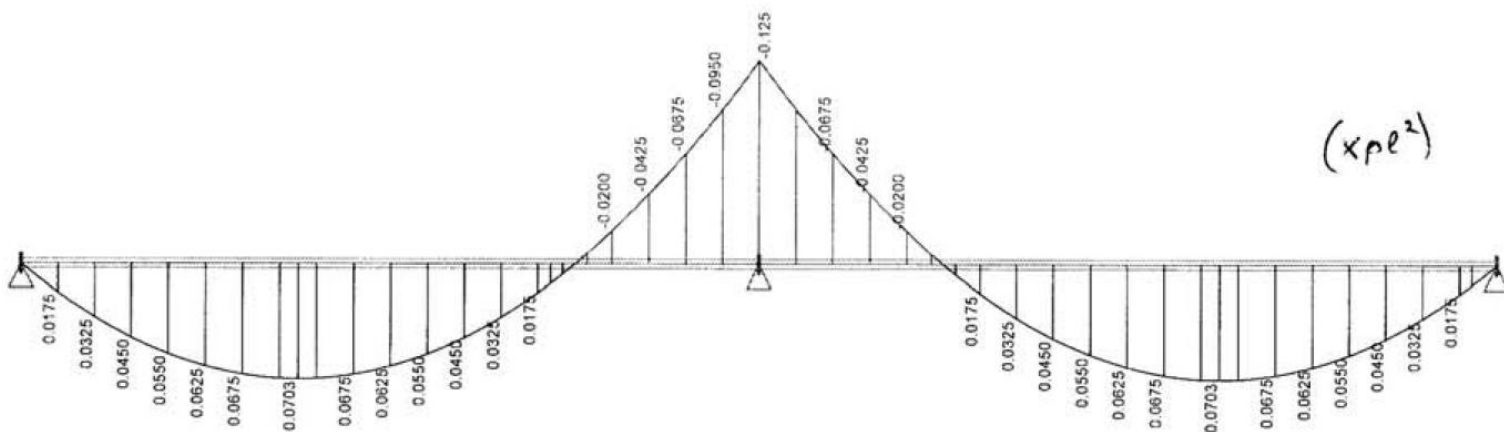
Αν ο αριθμός των ανοιγμάτων δεν είναι 2, συνεχής 2 ανοιγμάτων δηλαδή, δίπλα από τον τίτλο «Σύμμικτη Πλάκα» εμφανίζεται η εξής φράση: «Βλέπε φύλλο Αμφιέριστης» ή «Βλέπε Φύλλο 3 Ανοιγμάτων» αν έχουμε 1 ή 3 ανοίγματα αντίστοιχα. Σε άλλη περίπτωση, αν έχουμε δηλαδή πλάκα δύο ανοιγμάτων εμφανίζεται στη θέση αυτή μία παύλα « - ».

Εδώ γίνεται αρχικά ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών για τα φορτία σχεδιασμού. Στην πλάκα δύο ανοιγμάτων από τον πίνακα που ακολουθεί μπορούμε να δούμε τις ακραίες τιμές ροπής και τέμνουσας στις στηρίξεις και στα ανοίγματα:

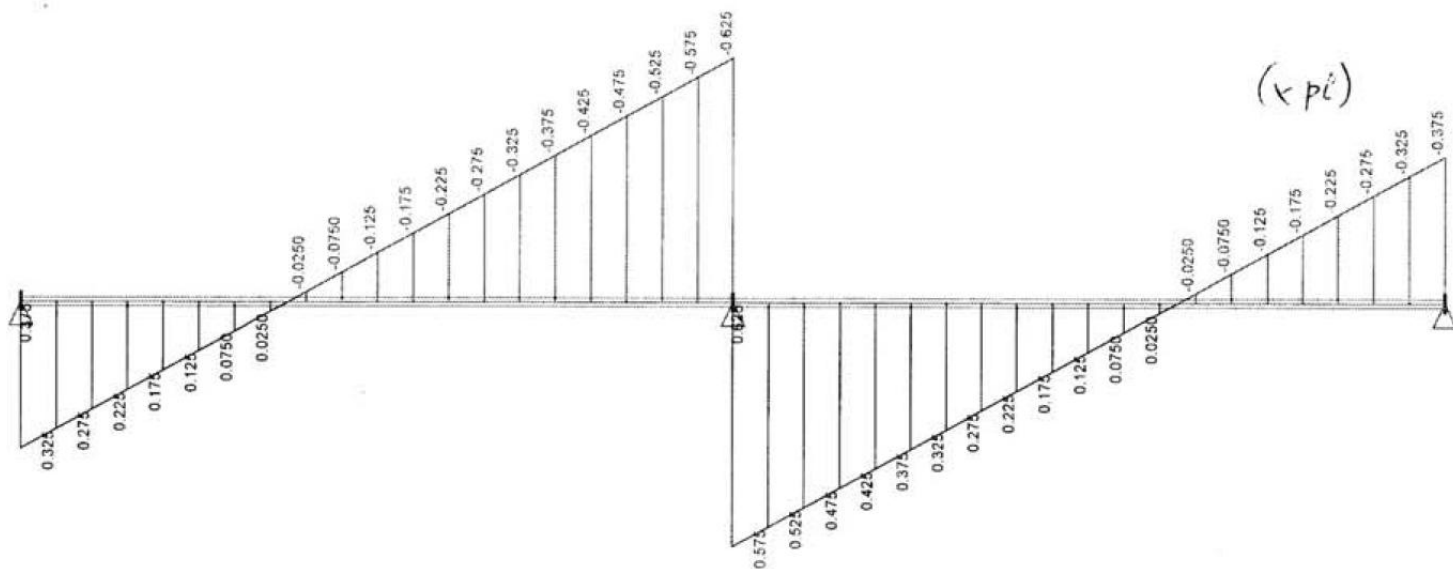
Ανοίγματα με φόρτιση	Εντατικά μεγέθη		
<i>Συνεχής δοκός δύο ανοιγμάτων</i>			
	M_1	$0,070 \, pl^2$	$0,156 \, Pl$
	$\min M_b$	$-0,125 \, pl^2$	$0,188 \, Pl$
	A	$0,375 \, pl$	$0,313 \, P$
	$\max B$	$1,250 \, pl$	$1,375 \, P$
	$\min Q_{1b}$	$-0,625 \, pl$	$-0,688 \, P$

Πίνακας 7

Στην πλάκα δύο ανοιγμάτων η ροπή σε μία τυχαία θέση που απέχει απόσταση x από τη στήριξη θα είναι ίση με την αντίστοιχη τιμή του παρακάτω διαγράμματος ροπών:



Και το αντίστοιχο διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων θα είναι:



Άρα η μέγιστη ροπή στο άνοιγμα θα εμφανίζεται στη θέση $x = 0,375 \cdot l$ του ανοίγματος και θα ισούται με:

$$M_{Ed} = 0,070 \cdot q \cdot l^2$$

Η ροπή στη μεσαία στήριξη θα είναι ίση με:

$$\min Mb = -0,125 \cdot q \cdot l^2$$

και η μέγιστη τέμνουσα θα εμφανίζεται στη θέση της μεσαίας στήριξης και θα είναι ίση με:

$$V_{Ed} = 1,25 \cdot q \cdot l$$

Η τέμνουσα στην ακραία στήριξη θα είναι:

$$V_A = 0,375 \cdot q \cdot l$$

Φορτία

<i>Μόνιμα</i>			
g	=	0,2	kN/m ²
<i>Κινητά</i>			
q	=	1	kN/m ²
q _{ολ}	=	1,77	kN/m ²
M _{ed} ⁺	=	0,77438	kNm/m
M _{ed} ⁻	=	-1,3828	kNm/m
V _{edA}	=	1,65938	kN/m
maxV _{edB}	=	5,53125	kN/m
minV _{edav}	=	-2,7656	kN/m

Έπειτα υπολογίζεται η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση με χρήση της μεθόδου “m-k” και γίνεται έλεγχος επάρκειας της πλάκας συγκρίνοντας την αντοχή που προέκυψε V_{l,Rd} με την τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed}.

Διατμητική Αντοχή Σχεδιασμού

Μέθοδος m-k

$$V_{l,Rd} = b \cdot d_p \cdot \left(m \cdot \frac{A_p}{b \cdot L_S} + k \right) / \gamma_{Vs} = \boxed{5,15308} \text{ kN/m} > V_{ed} \quad \boxed{5,53125} \text{ kN/m}$$

Όταν ικανοποιείται ο έλεγχος, δηλαδή V_{l,Rd} > V_{Ed}, το κελί που εμφανίζεται η τιμή του V_{l,Rd} γίνεται γαλάζιο, ενώ σε αντίθετη περίπτωση γίνεται πορτοκαλί, όπως εδώ.

Μερική διατμητική σύνδεση

Μήκος Προσαρμογής:	$L_{s,f} = A_p \cdot f_{yp,d} / (b \cdot \tau_{u,Rd})$	=	3061,275	mm	> L/2	=	1250,000	mm
--------------------	--	---	----------	----	-------	---	----------	----

Όπως φαίνεται παραπάνω, στη μέθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης αρχικά υπολογίζεται το μήκος προσαρμογής. Έπειτα υπολογίζεται ο βαθμός διατμητικού συνδέσμου n στη θέση $0,375 \cdot L$ (γιατί στη συνεχή δύο ανοιγμάτων εκεί έχω τη μέγιστη ροπή), μέσω της σχέσης:

$$n(x) = \frac{\tau u R_d \cdot b \cdot x + \mu \cdot R E d + P p b, R d}{N c f}$$

Ανάλογα αν το n αυτό είναι 1 ή μικρότερο της μονάδας ακολουθείται η αντίστοιχη πορεία επίλυσης. Για $n = 1$ είναι η εξής:

n=1	1	OXI					
Πλαστική Αξονική Χαλυβδόφυλλου:	$N_p = A_p \cdot f_y$	=	306,1275	kN			
Πλήρης Αξονική Πλάκας:	$N_{c,tot} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$	=	154,54275	kN			
	N_c	=	154,54275	kN			
$N_{c,tot} < N_p$	$N_{cf} = N_{c,tot}$	=	154,54275	kN			
$z = h_t - 0,5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \cdot N_{cf} / N_p$		=	52,605	mm			
$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot (1 - N_{cf} / N_p) \leq M_{pa}$		=	4,766	kNm	< M_{pa} =	7,7	kNm/m
$M_{pc} = N_{cf} \cdot z$		=	8,130	kNm			
$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$		=	12,896	kNm	> M_{ed} =	0,77438	kNm/m

Το «ΟΧΙ» που βλέπουμε δίπλα από το « $n = 1$ », δηλώνει ότι $n \neq 1$, άρα πρέπει να ανατρέξουμε στην αντίστοιχη μεθοδολογία για $n < 1$, η οποία θα έχει «ΝΑΙ» όπως φαίνεται παρακάτω:

$n < 1$	$n(x) =$ $(T_{uRD} * b * x + \mu * R_{ed} + P_{Pb,Rd}) / N_{cf}$ =	0,10649	NAI		
Πλαστική Αξονική Χαλυβδόφυλλου:	$N_p = A_p * f_y$	=	306,128	kN	
Πλήρης Αξονική Πλάκας:	$N_{c,tot} = b * h_c * 0,85 * f_{cd}$	=	154,543	kN	
	$N_c = N_{c,tot} * n(x)$	=	16,4581	kN	
$N_{c,tot} < N_p$	$N_{cf} = N_{c,tot}$	=	16,4581	kN	
$x_{pl} = N_c / (b * 0,85 * f_{cd})$	=	0,05612	mm		
$z = h_t - 0,5 * x_{pl} - e_p + (e_p - e) * N_c / N_p$	=	80,758	mm		
$M_{pr} = 1,25 * M_{pa} * (1 - N_c / N_p) \leq M_{pa}$	=	9,10754	kNm	>	$M_{pa} = 7,7$ kNm/m
$M_{pc} = N_c * z$	=	1,32912	kNm		
$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$	=	10,4367	kNm	>	$M_{ed} = 0,77438$ kNm/m

Όπου εμφανίζεται γαλάζιο χρώμα ικανοποιείται ο έλεγχος, ενώ στο πορτοκαλί όχι.

Να σημειωθεί ότι η ροπή αντοχής που υπολογίζεται, αναφέρεται στο μέτρο της σύμμικτης πλάκας $b = 1$ m.

Διάγραμμα M-L_x 2

Σκοπός αυτού του φύλλου είναι η δημιουργία ενός διαγράμματος M-L_x στο οποίο να φαίνονται ταυτόχρονα η ροπή σχεδιασμού και η ροπή αντοχής. Η ροπή αντοχής φαίνεται σ αυτό το διάγραμμα για βαθμό διατμητικού συνδέσμου (n) ο οποίος έχει υπολογιστεί τόσο λαμβάνοντας υπόψη την ακραία αγκύρωση όσο και χωρίς αυτήν. Έτσι έχουμε ένα αρκετά εποπτικό μέσο για να δούμε κατά πόσο επηρεάζει στην αντοχή της πλάκας η ακραία αγκύρωση και πόσο «κοντά» στην αστοχία βρισκόμαστε.

Παρακάτω παραθέτονται για λόγους πληρότητας οι τύποι υπολογισμού των μεγεθών που εμφανίζονται στο διάγραμμα καθώς και τα δεδομένα που απαιτούνται:

h_t	=	0,12	m
e	=	0,0333	m
e_p	=	0,03955	m
q_{OLOKA}	=	1,77	kN/m ²
$x_{pl} = N_c / (b * 0,85 * f_{cd})$			
$z = h_t - 0,5 * x_{pl} - e_p + (e_p - e) * N_c / N_p$			
$M_{pr} = 1,25 * M_{pa} * (1 - n(x)) \leq M_{pa}$			
$M_{pc} = N_c * z$			
$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$			
$N_{c,tot}$	=	154,54275	kN

Ακολουθεί ο πίνακας (με κίτρινο χρώμα) στον οποίο φαίνονται τα μεγέθη υπολογισμού χωρίς την επιρροή της ακραίας αγκύρωσης:

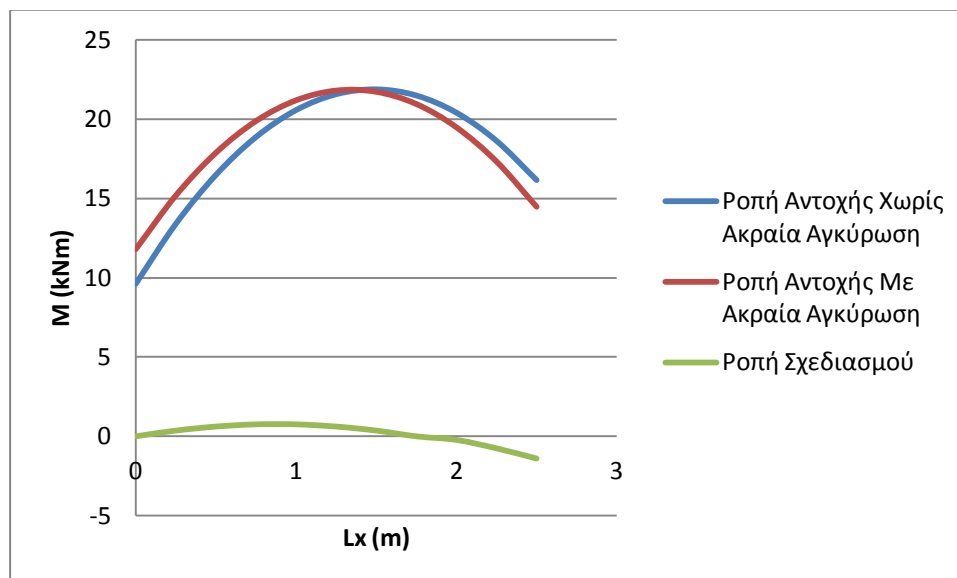
L_x	$n = L_x / L_{sf}$	N_c	x_{pl}	z	M_{pr}	M_{pc}	M_{Rd}	M_{ed}
0	0	0	0	0,08045	9,625	0	9,625	0
0,25	0,08167	12,6208	0,00287	0,07927	8,83897	1,00049	9,83946	0,35953
0,5	0,16333	25,2416	0,00574	0,0781	8,05294	1,97127	10,0242	0,60844
0,75	0,245	37,8623	0,00861	0,07692	7,26691	2,91234	10,1793	0,74672
1	0,32666	50,4831	0,01148	0,07574	6,48089	3,82371	10,3046	0,74672
1,25	0,40833	63,1039	0,01435	0,07457	5,69486	4,70537	10,4002	0,60844
1,5	0,48999	75,7247	0,01722	0,07339	4,90883	5,55732	10,4661	0,35953
1,75	0,57166	88,3455	0,02008	0,07221	4,1228	6,37957	10,5024	0
2	0,65332	100,966	0,02295	0,07103	3,33677	7,1721	10,5089	-0,2213
2,25	0,73499	113,587	0,02582	0,06986	2,55074	7,93493	10,4857	-0,7467
2,5	0,81665	126,208	0,02869	0,06868	1,76471	8,66806	10,4328	-1,3828

Έπειτα είναι ο πίνακας (με ροζ χρώμα) στον οποίο φαίνονται τα μεγέθη υπολογισμού συνυπολογίζοντας και την επιρροή της ακραίας αγκύρωσης:

L_x	$\eta(x) = \frac{(T_{URD} * b * x + \mu * R_{ed} + P_{Pb,Rd})}{N_{cf}}$	N_c	x_{pl}	Z	M_{pr}	M_{pc}	M_{Rd}	M_{ed}
0	0,048071269	7,42907	0,00169	0,07976	9,16231	0,59252	9,75484	0
0,25	0,06497599	10,0416	0,00228	0,07951	8,99961	0,79844	9,79805	0,35953
0,5	0,081880711	12,6541	0,00288	0,07927	8,8369	1,00309	9,83999	0,60844
0,75	0,098785433	15,2666	0,00347	0,07903	8,67419	1,20646	9,88065	0,74672
1	0,115690154	17,8791	0,00406	0,07878	8,51148	1,40856	9,92004	0,74672
1,25	0,132594875	20,4916	0,00466	0,07854	8,34877	1,60939	9,95816	0,60844
1,5	0,149499596	23,1041	0,00525	0,0783	8,18607	1,80895	9,99501	0,35953
1,75	0,166404317	25,7166	0,00585	0,07805	8,02336	2,00723	10,0306	0
2	0,183309038	28,3291	0,00644	0,07781	7,86065	2,20424	10,0649	-0,2213
2,25	0,200213759	30,9416	0,00703	0,07756	7,69794	2,39997	10,0979	-0,7467
2,5	0,21711848	33,5541	0,00763	0,07732	7,53523	2,59444	10,1297	-1,3828

Οι παραπάνω πίνακες στο φύλλο excel βρίσκονται σε έναν πίνακα, εναλλάξ οι δύο τρόποι υπολογισμού, ώστε να είναι πιο εύκολη η σύγκριση των επιμέρους αποτελεσμάτων.

Το διάγραμμα $M-L_x$ που συνοψίζει όλα τα παραπάνω είναι το ακόλουθο:



Παρατηρούμε ότι στη συγκεκριμένη περίπτωση για τα δεδομένα φορτία σχεδιασμού και για την συγκεκριμένη σύμμικτη πλάκα, ικανοποιείται ο έλεγχος καθώς το διάγραμμα της ροπής σχεδιασμού δεν τέμνει το διάγραμμα ροπής αντοχής. Είναι επίσης προφανές ότι η ακραία αγκύρωση προσδίδει αντοχή σε διαμήκη διάτμηση στην πλάκα, ανεβάζοντας έτσι το διάγραμμά της.

3 Ανοίγματα

Το επόμενο φύλλο αφορά στη συνεχή πλάκα τριών (3) ανοιγμάτων. Τα δεδομένα που απαιτούνται για αυτό το είδος πλάκας φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

<u>Σύμμικτη πλάκα</u>			
n	=	3	ανοίγματα
L ₁	=	2,5	m
L ₂	=	2,5	m
L ₃	=	2,5	m
h _t	=	120	mm

<u>Συνεχής</u>	<u>Εξωτερική πλάκα</u>	<u>Εσωτερική πλάκα</u>	
	L _{s1,3} =0,9*L _{1,3} /4	L _{s2} =0,8*L ₂ /4	
L _{s1,3}	=	562,5	mm
L _{s2}	=	500	mm
d _p	=	86,7	mm
e	=	33,3	mm
e _p	=	39,55	mm

Όπου:

n : ο αριθμός των ανοιγμάτων (εδώ 3)

L₁ : το μήκος του πρώτου ανοίγματος της πλάκας

L₂ : το μήκος του δεύτερου ανοίγματος της πλάκας

L₃ : το μήκος του τρίτου ανοίγματος της πλάκας

h_t: το ύψος της πλάκας

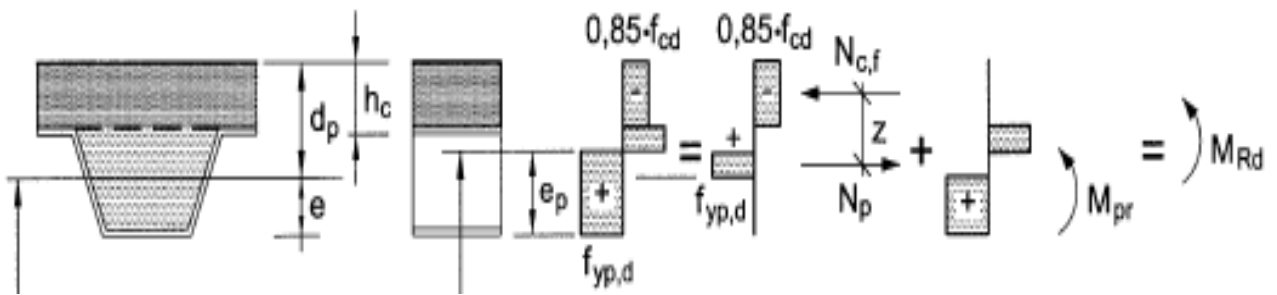
L_{s1,3}: το μήκος διάτμησης, για τις εξωτερικές πλάκες ίσο με L_{s1,3} = 0,9*L_{1,3}/4

L_{s2}: το μήκος διάτμησης, για την εσωτερικές πλάκα ίσο με L_{s1,3} = 0,8*L₂/4

d_p: ωφέλιμο στατικό ύψος της πλάκας

e : όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα

e_p: όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα



Αν ο αριθμός των ανοιγμάτων δεν είναι 3, συνεχής 3 ανοιγμάτων δηλαδή, δίπλα από τον τίτλο «Σύμμικτη Πλάκα» εμφανίζεται η εξής φράση: «Βλέπε φύλλο Αμφιέριστης» ή «Βλέπε Φύλλο 2 Ανοιγμάτων» αν έχουμε 1 ή 2 ανοίγματα αντίστοιχα. Σε άλλη περίπτωση, αν έχουμε δηλαδή πλάκα δύο ανοιγμάτων εμφανίζεται στη θέση αυτή μία παύλα « - ».

Εδώ γίνεται αρχικά ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών για τα φορτία σχεδιασμού. Στην πλάκα τριών ανοιγμάτων από τον πίνακα που ακολουθεί μπορούμε να δούμε τις ακραίες τιμές ροπής και τέμνουσας στις στηρίξεις και στα ανοίγματα:

Ανοίγματα με φόρτιση	Εντατικά μεγέθη		
<i>Συνεχής δοκός τριών ανοιγμάτων</i>			
	M_1	$0,080 \cdot p l^2$ ✓	$0,175 P l$
	M_2	$0,025 p l^2$	$0,100 P l$
	M_b	$-0,100 p l^2$	$-0,150 P l$
	A	$0,400 p l$	$0,350 P$
	B	$1,100 p l$	$1,150 P$
	Q_{1b}	$-0,600 p l$	$-0,650 P$
	Q_{2b}	$0,500 p l$	$0,500 P$

Πίνακας 8 Και το αντίστοιχο διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων θα είναι:

Άρα η μέγιστη ροπή στο ακραίο άνοιγμα θα εμφανίζεται στη θέση $x = 0,4 \cdot l$ του ανοίγματος και θα ισούται με:

$$M_{Ed1} = 0,080 \cdot q \cdot l^2$$

Η μέγιστη ροπή στο μεσαίο άνοιγμα θα εμφανίζεται στο μέσο του ανοίγματος, δηλαδή στη θέση $x = 3 \cdot l/2$ από το ακραίο στήριγμα και θα ισούται με:

$$M_{Ed2} = 0,025 \cdot q \cdot l^2$$

Η ροπή στις μεσαίες στηρίξεις θα είναι ίση με:

$$\min M_b = -0,100 \cdot q \cdot l^2$$

και η μέγιστη τέμνουσα (σε απόλυτη τιμή) θα εμφανίζεται στη θέση της μεσαίας στήριξης και θα είναι ίση με:

$$V_{Ed1,B} = -0,6 \cdot q \cdot l$$

Και η ελάχιστη στις ακραίες στηρίξεις:

$$V_{A,A} = 0,4 \cdot q \cdot l$$

Σε μία τυχαία θέση x με $x < L1$, η ροπή θα είναι ίση με:

$$M(x) = q \cdot x \cdot (0,4 \cdot l - 0,5 \cdot x)$$

<u>Φορτία</u>			
<i>Μόνιμα</i>			
g	=	0,2	kN/m ²
<i>Κινητά</i>			
q	=	1	kN/m ²
q _{ολΟΚΑ}	=	1,77	kN/m ²
q _{ολΟΚΛ}	=	1,2	kN/m ²
M _{ed} ⁺ _{1,3}	=	0,885	kNm/m
M _{ed} ⁺ ₂	=	0,27656	kNm/m
M _{ed} ⁻	=	-1,1063	kNm/m
V _{edA}	=	1,77	kN/m
V _{edB}	=	4,8675	kN/m
minV _{ed1B}	=	-2,655	kN/m
maxV _{edB2}	=	2,2125	kN/m

Έπειτα υπολογίζεται η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση με χρήση της μεθόδου “m-k” και γίνεται έλεγχος επάρκειας της πλάκας συγκρίνοντας την αντοχή που προέκυψε $V_{1,Rd}$ με την τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} .

Διατμητική Αντοχή Σχεδιασμού

Μέθοδος m-k

$$V_{l,Rd1,3} = b \cdot d_p \cdot \left(m \cdot \frac{A_p}{b \cdot L_{s1,3}} + k \right) / \gamma_{VS}$$

=	5,1530763	kN/m	>	V _{ed1,3}	=	2,655	kN/m
---	-----------	------	---	--------------------	---	-------	------

$$V_{l,Rd2} = b \cdot d_p \cdot \left(m \cdot \frac{A_p}{b \cdot L_{s2}} + k \right) / \gamma_{VS}$$

=	5,9084816	kN/m	>	V _{ed2}	=	2,2125	kN/m
---	-----------	------	---	------------------	---	--------	------

Αντίθετα με τις προηγούμενες περιπτώσεις πλακών, εδώ υπολογίζονται δύο $V_{l,Rd}$ καθώς έχουμε διαφορετικό μήκος προσαρμογής L_s για τις εξωτερικές και την εσωτερική πλάκα και ο εκάστοτε έλεγχος γίνεται με το εντατικό μέγεθος που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη πλάκα. Έτσι η ακραία πλάκα 1, για παράδειγμα, έχει μέγιστη τέμνουσα δύναμη στη θέση $x = l$ ίση με $0,600 \cdot q \cdot l$ (κατ' απόλυτο τιμή) ενώ η μεσαία πλάκα στη θέση $x = l$ μετρώντας απ την ακραία στήριξη, ίση όμως με $0,500 \cdot q \cdot l$.

Όταν ικανοποιείται ο έλεγχος, δηλαδή $V_{l,Rd} > V_{Ed}$, το κελί που εμφανίζεται η τιμή του $V_{l,Rd}$ γίνεται γαλάζιο, ενώ σε αντίθετη περίπτωση γίνεται πορτοκαλί.

Μερική διατμητική σύνδεση

Μήκος Προσαρμογής:	$L_{s,f} = A_p \cdot f_{yp,d} / (b \cdot \tau_{u,Rd})$	=	3061,28	mm	> L/2	=	1,250	mm
--------------------	--	---	---------	----	-------	---	-------	----

Όπως φαίνεται παραπάνω, στη μέθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης αρχικά υπολογίζεται το μήκος προσαρμογής. Έπειτα υπολογίζεται ο βαθμός διατμητικού συνδέσμου n στη θέση $0,400 \cdot L$ (γιατί στη συνεχή τριών ανοιγμάτων εκεί έχω τη μέγιστη ροπή), μέσω της σχέσης:

$$n(x) = \frac{\tau_u R_d \cdot b \cdot x + \mu \cdot R E d + P p b, R d}{N c f}$$

Ανάλογα αν το n αυτό είναι 1 ή μικρότερο της μονάδας ακολουθείται η αντίστοιχη πορεία επίλυσης. Για $n = 1$ είναι η εξής:

n=1	1	OXI		
Πλαστική Αξονική Χαλυβδόφυλλου:	$N_p = A_p \cdot f_y$	=	306,128	kN
Πλήρης Αξονική Πλάκας:	$N_{c,tot} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$	=	154,543	kN
	N_c	=	154,543	kN
$N_{c,tot} < N_p$	$N_{cf} = N_{c,tot}$	=	154,543	kN
$z = h_t - 0,5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \cdot N_{cf} / N_p$	=	52,605	mm	
$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot (1 - N_{cf} / N_p) \leq M_{pa}$	=	4,766	kNm	$< M_{pa} = 7,7$ kNm/m
$M_{pc} = N_{cf} \cdot z$	=	8,130	kNm	
$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$	=	12,896	kNm	$> M_{ed} = 0,885$ kNm/m

Το «OXI» που βλέπουμε δίπλα από το « n = 1 », δηλώνει ότι $n \neq 1$, άρα πρέπει να ανατρέξουμε στην αντίστοιχη μεθοδολογία για $n < 1$, η οποία θα έχει «NAI» όπως φαίνεται παρακάτω:

n<1	$n(x) = (T_{uRD} \cdot b \cdot x + \mu \cdot R_{ed} + P_{pb,Rd}) / N_{cf}$ =	0,048319573	NAI	
Πλαστική Αξονική Χαλυβδόφυλλου:	$N_p = A_p \cdot f_y$	=	306,128	kN
Πλήρης Αξονική Πλάκας:	$N_{c,tot} = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$	=	154,543	kN
	$N_c = N_{c,tot} \cdot n(x)$	=	7,46744	kN
$N_{c,tot} < N_p$	$N_{cf} = N_{c,tot}$	=	7,46744	kN
$x_{pl} = N_c / (b \cdot 0,85 \cdot f_{cd})$	=	2,99581	mm	
$z = h_t - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot N_c / N_p$	=	79,1046	mm	

$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot (1 - N_c / N_p) \leq M_{pa}$	=	9,39022	kNm	>	$M_{pa} =$	7,7	kNm/m
$M_{pc} = N_c \cdot z$	=	0,59071	kNm				
$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$	=	9,98092	kNm	>	$M_{ed} =$	0,885	kNm/m

Όπου εμφανίζεται γαλάζιο χρώμα ικανοποιείται ο έλεγχος, ενώ στο πορτοκαλί όχι.

Να σημειωθεί ότι η ροπή αντοχής που υπολογίζεται, αναφέρεται στο μέτρο της σύμμικτης πλάκας $b = 1 \text{ m}$.

Διάγραμμα M-L_x 3

Σκοπός αυτού του φύλλου είναι η δημιουργία ενός διαγράμματος M-L_x στο οποίο να φαίνονται ταυτόχρονα η ροπή σχεδιασμού και η ροπή αντοχής. Η ροπή αντοχής φαίνεται σ αυτό το διάγραμμα για βαθμό διατμητικού συνδέσμου (η) ο οποίος έχει υπολογιστεί τόσο λαμβάνοντας υπόψη την ακραία αγκύρωση όσο και χωρίς αυτήν. Έτσι έχουμε ένα αρκετά εποπτικό μέσο για να δούμε κατά πόσο επηρεάζει στην αντοχή της πλάκας η ακραία αγκύρωση και πόσο «κοντά» στην αστοχία βρισκόμαστε.

Παρακάτω παραθέτονται για λόγους πληρότητας οι τύποι υπολογισμού των μεγεθών που εμφανίζονται στο διάγραμμα καθώς και τα δεδομένα που απαιτούνται:

h_t	=	0,12	m
e	=	0,0333	m
e_p	=	0,03955	m
$q_{ολΟΚΑ}$	=	1,77	kN/m ²
$x_{pl} = N_c / (b \cdot 0,85 \cdot f_{cd})$			
$z = h_t - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot N_c / N_p$			
$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot (1 - \eta(x)) \leq M_{pa}$			
$M_{pc} = N_c \cdot z$			
$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_{pc}$			
$N_{c,tot}$	=	154,543	kN

Ακολουθεί ο πίνακας (με κίτρινο χρώμα) στον οποίο φαίνονται τα μεγέθη υπολογισμού χωρίς την επιρροή της ακραίας αγκύρωσης:

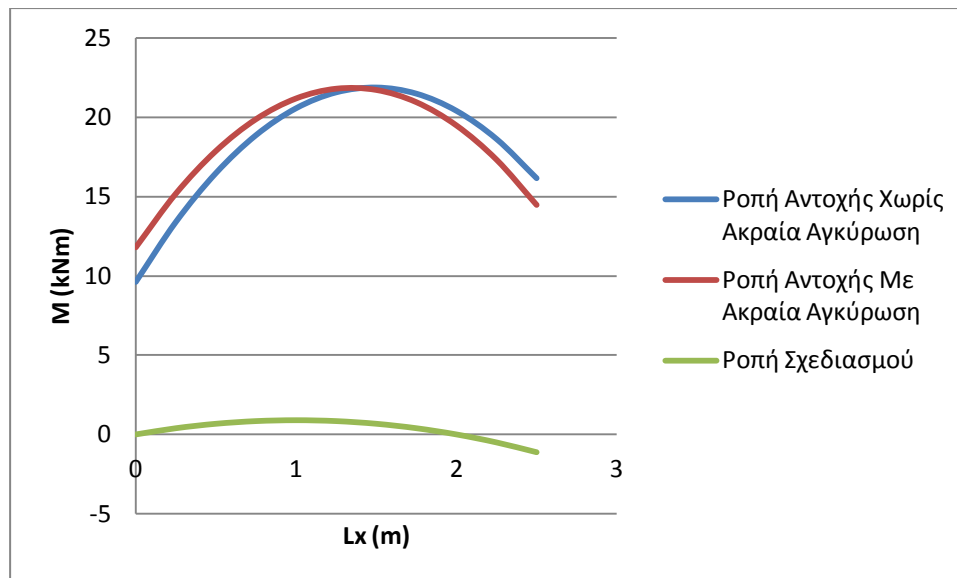
L_x	$n = L_x/L_{sf}$	N_c	x_{pl}	Z	M_{pr}	M_{pc}	M_{Rd}	M_{ed}
0	0	0	0	0,08045	9,625	0	9,625	0
0,25	0,08166532	12,6208	0,00287	0,07927	8,83897	1,00049	9,83946	0,38719
0,5	0,16333064	25,2416	0,00574	0,0781	8,05294	1,97127	10,0242	0,66375
0,75	0,24499596	37,8623	0,00861	0,07692	7,26691	2,91234	10,1793	0,82969
1	0,32666128	50,4831	0,01148	0,07574	6,48089	3,82371	10,3046	0,885
1,25	0,4083266	63,1039	0,01435	0,07457	5,69486	4,70537	10,4002	0,82969
1,5	0,48999192	75,7247	0,01722	0,07339	4,90883	5,55732	10,4661	0,66375
1,75	0,57165723	88,3455	0,02008	0,07221	4,1228	6,37957	10,5024	0,38719
2	0,65332255	100,966	0,02295	0,07103	3,33677	7,1721	10,5089	0
2,25	0,73498787	113,587	0,02582	0,06986	2,55074	7,93493	10,4857	-0,4978
2,5	0,81665319	126,208	0,02869	0,06868	1,76471	8,66806	10,4328	-1,1063

Έπειτα είναι ο πίνακας (με ροζ χρώμα) στον οποίο φαίνονται τα μεγέθη υπολογισμού συνυπολογίζοντας και την επιρροή της ακραίας αγκύρωσης:

L_x	$n(x) = (T_{uRD} * b * x + \mu * R_{ed} + P_{Pb,Rd}) / N_{cf}$	N_c	x_{pl}	Z	M_{pr}	M_{pc}	M_{Rd}	M_{ed}
0	0,048251954	7,45699	0,0017	0,07975	9,16057	0,59473	9,7553	0
0,25	0,065156675	10,0695	0,00229	0,07951	8,99787	0,80064	9,7985	0,38719
0,5	0,082061396	12,682	0,00288	0,07927	8,83516	1,00527	9,84043	0,66375
0,75	0,098966117	15,2945	0,00348	0,07902	8,67245	1,20863	9,88108	0,82969
1	0,115870838	17,907	0,00407	0,07878	8,50974	1,41072	9,92046	0,885
1,25	0,132775559	20,5195	0,00466	0,07854	8,34704	1,61153	9,95857	0,82969
1,5	0,14968028	23,132	0,00526	0,07829	8,18433	1,81107	9,9954	0,66375
1,75	0,166585001	25,7445	0,00585	0,07805	8,02162	2,00934	10,031	0,38719
2	0,183489722	28,357	0,00645	0,07781	7,85891	2,20634	10,0652	0
2,25	0,200394443	30,9695	0,00704	0,07756	7,6962	2,40206	10,0983	-0,4978
2,5	0,217299165	33,582	0,00763	0,07732	7,5335	2,59651	10,13	-1,1063

Οι παραπάνω πίνακες στο φύλλο excel βρίσκονται σε έναν πίνακα, εναλλάξ οι δύο τρόποι υπολογισμού, ώστε να είναι πιο εύκολη η σύγκριση των επιμέρους αποτελεσμάτων.

Το διάγραμμα M-L_x που συνογίζει όλα τα παραπάνω είναι το ακόλουθο:



Παρατηρούμε ότι στη συγκεκριμένη περίπτωση για τα δεδομένα φορτία σχεδιασμού και για την συγκεκριμένη σύμμικτη πλάκα, ικανοποιείται ο έλεγχος καθώς το διάγραμμα της ροπής σχεδιασμού δεν τέμνει το διάγραμμα ροπής αντοχής. Είναι επίσης προφανές ότι η ακραία αγκύρωση προσδίδει αντοχή σε διαμήκη διάτμηση στην πλάκα, ανεβάζοντας έτσι το διάγραμμα του.

Να σημειωθεί ότι στην πλάκα τριών ανοιγμάτων, αρκεί να γίνει ο έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση στην ακραία πλάκα χωρίς να είναι απαραίτητος στο μεσαίο άνοιγμα. Αυτό ισχύει καθώς η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο ακραίο άνοιγμα και ισούται με:

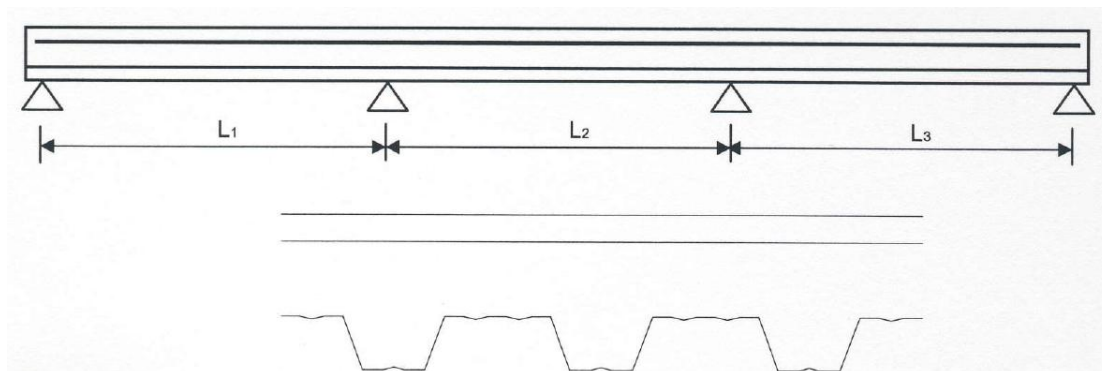
$$M_{Ed1} = 0,080 \cdot q \cdot l^2$$

Ενώ στο μεσαίο άνοιγμα είναι:

$$M_{Ed2} = 0,025 \cdot q \cdot l^2$$

Εφαρμογή

Η εφαρμογή έγινε για μία σύμμικτη πλάκα συνεχούς τριών ανοιγμάτων με χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου και του στατικού συστήματος όπως φαίνονται στους ακόλουθους πίνακες:



<u>Σύμμικτη πλάκα</u>	:		
<u>n</u>	≡	<u>3</u>	<u>ανοίγματα</u>
<u>L1</u>	≡	<u>2,5</u>	<u>m</u>
<u>L2</u>	≡	<u>2,5</u>	<u>m</u>
<u>L3</u>	≡	<u>2,5</u>	<u>m</u>

Χαλυβδοέλασμα

f_y	=	350	Mpa
E_a	=	210000	Mpa
t_s	=	0,75	mm
h	=	58	mm
b_b	=	62	mm
b_s	=	207	mm
b_r	=	106	mm
b_{op}	=	101	mm
g_s	=	8,53	kg/m ²
A_p	=	1029	mm ² /m
Z_{cg}	=	33,3	mm
I_{br}	=	55,12	cm ⁴
I_{eff}	=	42,6	cm ⁴
$M_{Rd,+}$	=	4,32	kNm/m
$M_{Rd,-}$	=	4,33	kNm/m
$R_{w,ex}$	=	23,5	kN/m
$R_{w,c}$	=	25,02	kN/m
M_{pa}	=	7,7	kNm/m
Z_{pl}	=	39,55	mm

m	=	230,09	N/mm ²
k	=	-0,062	N/mm ²
T _{Rd}	=	0,1	Mpa
μ	=	0,5	

Τα χαρακτηριστικά της πλακάς σκυροδέματος φαίνονται παρακάτω:

Σκυρόδεμα C25/30

ρ _c	=	2450	kg/m ³
f _{ck}	=	25	Mpa
f _{ctm}	=	2,6	Mpa
E _{cm}	=	31000	Mpa
α	=	0,85	
A	=	17561	mm ²
h _c	=	62	mm
ht	=	120	mm

Τα φορτία σχεδιασμού:

Φορτία

Μόνιμα

$$g = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

Κινητά

$$q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{ολοκα}} = 1,77 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{ολοκλ}} = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν και παίρνουμε από το φύλλο «Για το Χρήστη» είναι τα παρακάτω:

Αποτελέσματα

Χαλυβδόφυλλο: OK

$$M_{c,Rd}^+ = 11,3391 \text{ kNm/m} > M_{ed} = 0,885 \text{ kNm/m}$$

$$M_{c,Rd}^- = 3,36445 \text{ kNm/m} > M_{ed}^- = 1,1063 \text{ kNm/m}$$

Αντοχή σύμμικτης πλάκας σε κάμψη: OK

$$M_{pl,Rd}^+ = 22,561 \text{ kNm/m} > M_{ed}^+ = 0,885 \text{ kNm/m}$$

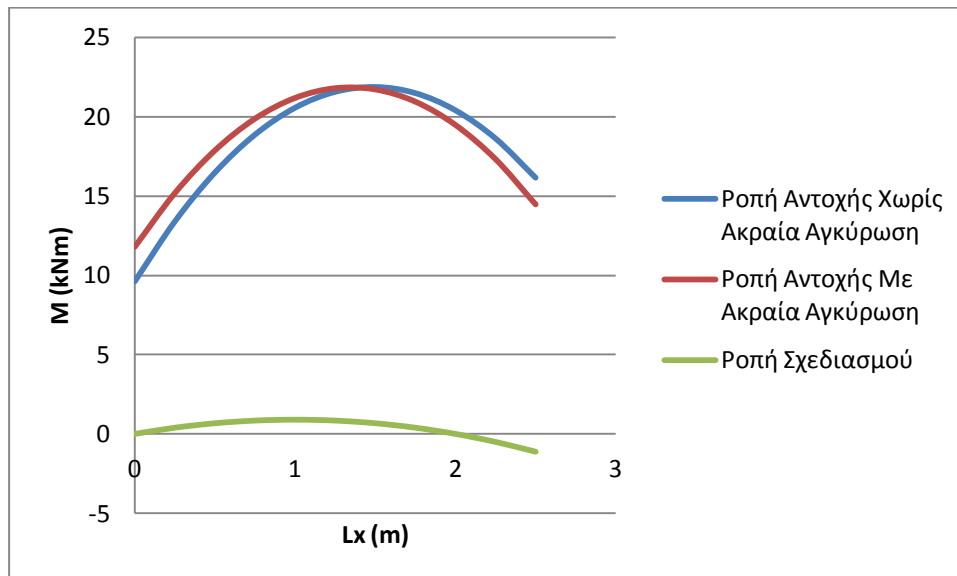
$$M_{pl,Rd}^- = 8,85262 \text{ kNm/m} > M_{ed}^- = 1,1063 \text{ kNm/m}$$

Έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση:

<u>Μέθοδος m-k</u>	OK						
$V_{I,Rd}$	=	5,15308	kN/m	>	V_{ed}	=	-2,655 kN/m
$V_{I,Rd2}$	=	5,90848	kN/m	>	V_{ed}	=	2,2125 kN/m
<u>Μερική Διατμητική Σύνδεση:</u>	OK						
$M_{pl,Rd}$	=	21,6892	kNm	>	M_{ed}	=	0,885 kNm/m

Παρατηρούμε ότι όλα τα αποτελέσματα είναι «OK» δηλαδή η Τέμνουσα ή Ροπή Αντοχής κατά περίπτωση είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της δράσης.

Παρατηρούμε ότι η ροπή αντοχής κάμψης είναι πολύ κοντά στη ροπή αντοχής λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης. Αυτό σημαίνει ότι ακόμη, παρά το μεγάλο βαθμό διατμητικής σύνδεσης, αν επέλθει αστοχία θα είναι λόγω της διαμήκουσ διάτμησης κατά μήκος της διεπιφάνειας χαλυβδόφυλλου-πλάκας σκυροδέματος στο στήριγμα. Παρακάτω φαίνεται και το διάγραμμα M-Lx όπου φαίνεται η αντοχή της πλάκας σε διαμήκη διάτμηση με τη μέθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης, με και χωρίς ακραία ακγύρωση καθώς και η δρwsα ροπή.



Παρατηρούμε ότι το διάγραμμα που αφορά την ακραία ακγύρωση έχει μετακινηθεί προς τα αριστερά σε σχέση με το διάγραμμα χωρίς την ακραία ακγύρωση, κάτι που είναι απολύτως λογικό δεδομένου ότι στον υπολογισμό του βαθμού διατμητικής σύνδεσης προστίθεται ο όρος της ακραίας ακγύρωσης που είναι σταθερός αριθμός.

Συμπεράσματα

Έπειτα από την επανάληψη της χρήσεως του excel για πολλές διαφορετικές πλάκες, με ποικίλα στατικά συστήματα και χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου, και κυρίως συγκρίνοντας τα διαγράμματα ροπής αντοχής με και χωρίς ακραία αγκύρωση με αυτά που δρουν στο φορέα στη μεθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης καταλήξαμε στα παρακάτω αποτελέσματα:

Η μέθοδος m-k είναι πολύ ευαίσθητη όσον αφορά τις δύο αυτές παραμέτρους. Για Μικρή απόκλιση αυτών βλέπουμε μεγάλη αλλαγή στα αποτελέσματα κάτι που κάνει πολύ προσεγγιστική τη μέθοδο γιατί σε κάθε περίπτωση πλάκας-φορτίου έχουμε διαφορετικές σταθερές m, k αφού δεν υπάρχει δυνατότητα διαχωρισμού ή απομόνωσης των επιμέρους επιρροών, με αποτέλεσμα να μπαίνει αυτός ο παράγοντας αβεβαιότητας στον υπολογισμό της τέμνουσας αντοχής.

Επίσης η μέθοδος δε λαμβάνει υπόψη ακραία αγκύρωση και προσθήκη οπλισμού. Αυτό είναι λογικό να συμβαίνει αφού για την ίδια σύμμικτη πλάκα με το ίδιο στατικό σύστημα, αν έχουμε ακραία αγκύρωση ή προσθήκη οπλισμού, απαιτούνται νέες εργαστηριακές δοκιμές για τον προσδιορισμό των συντελεστών m, k κάτι που σπάνια γίνεται.

Η μέθοδος μερικής διατμητικής σύνδεσης αντιθέτως εφαρμόζεται σε σύμμικτες πλάκες με όλκιμη συμπεριφορά, κάτι που βοηθάει στην πλήρη εκμετάλλευση της πλάκας η οποία όταν στάσει στο μέγιστο φορτίο δεν θα αστοχήσει ακαριαία (ψαθυρά) αλλά θα συνεχίσει να παραλαμβάνει το φορτίο ενώ θα υφίσταται μεγάλες παραμορφώσεις. Αυτό μας εξυπηρετεί πάρα πολύ καθώς η πλάκα μας «προειδοποιεί» και μας επιτρέπει να επέμβουμε και να την ενισχύσουμε κάτι που δε συμβαίνει στη ψαθυρή πλάκα η οποία παύει να παραλαμβάνει φορτίο όταν φτάσει μία μεγιστη τιμή (απότομη πτώση στο διάγραμμα Φορτίου-Βέλους κάμψης).

Εξετάζουμε τη μέθοδο μερικής διατμητικής σύνδεσης σε τρία είδη σύμμικτης πλάκας:

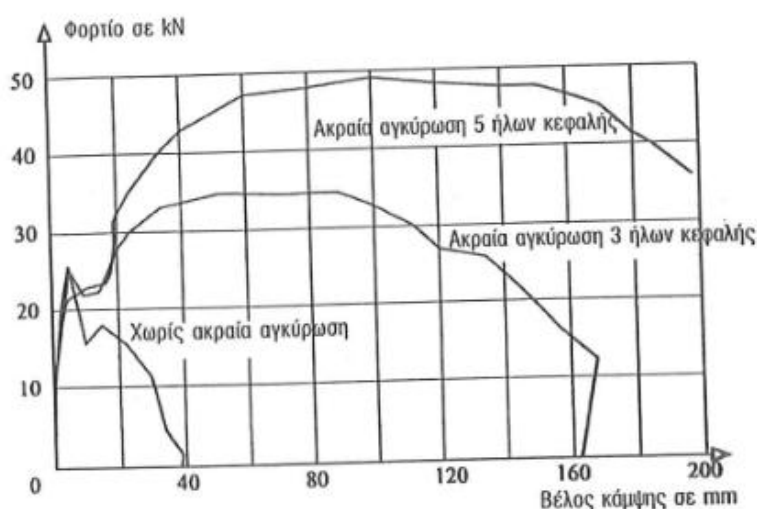
1) Λείο χαλυβδόφυλλο τύπου Holorib 51/150/0,88 χωρίς ναυρώσεις με ακραία αγκύρωση,

2) Χαλυβδόφυλλο με νευρώσεις χωρίς ακραία αγκύρωση,

3) χαλυβδόφυλλο χωρίς νευρώσεις αλλά με ακραία αγκύρωση φέρουσας ικανότητας 50% της δύναμης εφελκυσμού στο χαλυβδόφυλλο.

Συγκρίνοντας τα διαγράμματα των Σχημάτων παρακάτω βλέπουμε τις διαφορές στην φέρουσα συμπεριφορά των διαφόρων διατάξεων. Προκύπτει όμως επίσης, ότι η ίδια φέρουσα ικανότητα μπορεί να επιτευχθεί με διαφορετικούς τρόπους (χωρίς ακραίες αγκυρώσεις, με νευρωμένα ελάσματα απ τη μία και απ την άλλη με λεία ελάσματα και ακραίες αγκυρώσεις). Η περίπτωση 3 αντιστοιχεί περίπου σε

σύμμικτες πλάκες «παλαιού» τύπου, με χαλυβδόφυλλα Holorib προγενέστερης αδειοδότησης, η περίπτωση 1 στα νέου τύπου χαλυβδόφυλλα Holorib με νευρώσεις. Εάν γίνει χρήση «σφυρήλατων αγκυρίων» τότε μπορεί να παραληφθεί περίπου το 50% της δύναμης εφελκυσμού στο χαλυβδόφυλλο από τις αγκυρώσεις. Για το λόγο αυτό στην περίπτωση 3 μας ενδιαφέρει πλέον στο διάγραμμα μερικού διατμητικού συνδέσμου μόνο η περιοχή $0,5 \leq \eta \leq 1,0$, η οποία χρησιμοποιείται στο σχήμα 23 για τον προσδιορισμό της παράθεσης ροπής. Διακρίνουμε επίσης, ότι ήταν σωστό, σε προγενέστερα αδειοδοτημένα ελάσματα τύπου Hoesch και Holorib, να επεκτείνουμε την επιμετρούμενη περιοχή διατμητικής δύναμης σε ολόκληρη την περιοχή μεταξύ των ακραίων στηριγμάτων και του κέντρου της πλάκας (μέγιστη ροπή ανοίγματος). Με τον τρόπο αυτό αποφεύγεται η επίπονη αναζήτηση της κρίσιμης διατομής, η οποία ούτως ή άλλως στην περίπτωση 3 δεν απέχει πολύ από το μέσο του ανοίγματος.



Δηλαδή, αν ληφθεί υπόψη η ύπαρξη ακραίας αγκύρωσης, η φέρουσα ικανότητα της πλάκας αυξάνεται τόσο ώστε παύει να είναι πλέον κρίσιμη η διαμήκης διάτμηση και κρίσιμη είναι η ροπή κάμψης!! Η μετατόπιση του διαγράμματος $M_{Rd} - L_x$ κατά τον σταθερό όρο $\frac{-V_{ld}}{b \cdot \tau_{Rd}}$ είναι ικανή να προσδώσει τόση αντοχή στη πλάκα η οποία πλέον να δέχεται περισσότερο φορτίο πριν αστοχήσει. Αυτό είναι πολύ σημαντικό καθώς επιτρέπει την πλήρη εκμετάλλευση των υλικών της πλάκας.

Συμπερασματικά, καταλήγουμε ότι η μέθοδος m-k από μόνη της δεν μπορεί να είναι αξιόπιστη καθώς είναι πολύ προσεγγιστική κάτι που την καθιστά αντικοινωνική. Πρέπει να συνοδεύεται λοιπόν με τον έλεγχο με τη μέθοδο της μερικής διατμητικής σύνδεσης η οποία μπορεί να μας παρέχει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Η πλήρης κατανόηση ποσοτικά και ποιοτικά της δύναμης που παραλαμβάνει καθένας από τους παράγοντες που ανθίστανται στη διαμήκη διάτμηση, θα βοηθούσε στην ακόμη πιο λεπτομερή προσέγγιση του φαινομένου και ακόμη πιο αξιόλογα αποτελέσματα για τον πλέον πιο οικονομικό σχεδιασμό των συμμίκτων πλακών.

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. , Dubina D. (2004). «Σιδηρές Κατασκευές από Λεπτότοιχες Διατομές Ψυχρής Διαμόρφωσης». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. , Ερμόπουλος Ι. , Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος II». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Μιχάλτσου Γ. (2009). «Ελαφρές Μεταλλικές Κατασκευές Θεωρία και Εφαρμογές». Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Bode H. (2005). «Ευρωπαϊκές Σύμμικτες Κατασκευές, Εκτέλεση και Διαστασιολόγηση Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 και άλλα Συναφή Πρότυπα». Εκδόσεις Γκιούρδας, Αθήνα.
7. Γαλούσης Ε. (1985). «Σύμμικτες Κατασκευές θεωρία εφαρμογές βοηθητικοί πίνακες». Εκδόσεις Ν. Αιβάζης – Σ. Ζουμπούλης, Ξάνθη
8. Ghersi A., Landolfo R., Mazzolani F. M. (2002). “Design of Metallic Cold – Formed Thin – Walled Members”. Spon Press, London.
9. Τάσιος Θ. Π., Γιαννόπουλος Π. Ι., Τρέζος Κ. Γ., Τσουκαντάς Σ. Γ., (2005). «Ωπλισμένο Σκυρόδεμα με Βάση τον Νέο Ελληνικό Κανονισμό Σκυροδέματος». Έκδοση Ε.Μ. Πολυτεχνείου.
10. Αβραμίδης Ι. Ε. (2007). «Στατική των Κατασκευών Τόμος II Υπερστατικοί Φορείς, Κλασσικές Μέθοδοι Ανάλυσης». Εκδόσεις Σοφία Α.Ε.
11. Τριανταφύλλου Α. (2007). «Σύμμικτες Κατασκευές». Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα.
12. Eurocode 0.” Bases of structural design”. EN1990:2001 E. Brussels.
13. Eurocode 1. “Actions on structures”. EN1992-1-1:2004 E. Brussels.
14. Eurocode 2. “Design of Concrete Structures”. EN1994-1-1:2004 E. Brussels.
15. Eurocode 3. “Design of Steel Structures”. EN1993:2005 E. Brussels.
16. Eurocode 4. “Design of Composite Steel and Concrete Structures”. EN1994-1-1:2004 E. Brussels.