

Ανάλυση Συστημάτων Αποθήκευσης Παλετών με Ισοδύναμα Στοιχεία Δοκού-Στύλου

Δημήτριος Τσαρπαλής¹, Δημήτριος Βαμβάτσικος², Ιωάννης Βάγιας³

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Τα Αυτοματοποιημένα Συστήματα Αποθήκευσης Παλετών (ΑΣΑΠ) είναι σύγχρονα μεταλλικά κτίρια μεγάλων διαστάσεων από διατομές ψυχρής ελάσεως. Έχουν διπλή στατική λειτουργία, στηρίζοντας ταυτόχρονα παλέτες και την στέγαση/κάλυψη του κτιρίου. Αν και χρησιμοποιούνται σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας, η πραγματική τους πλαστιμότητα είναι άγνωστη και συνήθως σχεδιάζονται με χαμηλούς συντελεστές συμπεριφοράς της τάξεως του 2.0. Ακριβέστερη ποσοτικοποίηση μπορεί να επιτευχθεί μόνο με αξιόπιστη ανελαστική προσομοίωση, η οποία είναι πρακτικώς αδύνατη, τόσο λόγω υπολογιστικού φόρτου, όσο και λόγω της αδυναμίας επίτευξης σύγκλισης, δεδομένου των εκατοντάδων χιλιάδων μελών. Η μόνη τεχνική που μπορεί να βοηθήσει είναι η χρήση ενός απλούστερου προσομοιώματος το οποίο θα ισορροπεί μεταξύ της ακρίβειας των αποτελεσμάτων και της υπολογιστικής απλότητας. Η λύση που προτείνεται περιλαμβάνει την αντικατάσταση των σύνθετων δοκών και υποστυλωμάτων των ραφιών από στοιχεία δοκού-στύλου τύπου Timoshenko. Αρχικά συγκρίνονται τα αποτελέσματα ελαστικών στατικών αναλύσεων και αναλύσεων ιδιομορφών ενώ στη συνέχεια η μέθοδος επεκτείνεται και στη μη γραμμική περιοχή, όπου το ισοδύναμο μοντέλο παρουσιάζει σημαντική μείωση του χρόνου ανάλυσης και βελτίωση της ευρωστίας.

1 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

Τα συμβατικά Συστήματα Αποθήκευσης Παλετών (ΣΑΠ) αποτελούνται από δύο ανεξάρτητες μεταξύ τους κατασκευές: τα μεταλλικά ράφια, στα οποία αποθηκεύονται τα προϊόντα και ένα εξωτερικό περίβλημα (υπόστεγο), το οποίο οριοθετεί την κατασκευή και προστατεύει τα αγαθά από εξωτερικούς παράγοντες. Για λόγους μείωσης του κόστους, η λύση που προτιμάται τα τελευταία χρόνια είναι η δημιουργία Αυτοματοποιημένων ΣΑΠ (ΑΣΑΠ) τα οποία αποτελούν μια ενιαία κατασκευή με το περίβλημα, ενώ η διαχείριση των αγαθών γίνεται ρομποτικά. Στα ΑΣΑΠ τα μεταλλικά ράφια ενώνονται με την οροφή του κτηρίου και στηρίζουν ταυτόχρονα τα προϊόντα και την ίδια την κατασκευή. Έτσι επιτυγχάνεται η αύξηση των διαστάσεων (εμβαδόν κάτοψης και ύψος) σε σχέση με τα συμβατικά συστήματα, ενώ μπορούν να χρησιμοποιηθούν αυτοματοποιημένες διαδικασίες για την ανέγερση και την αποσυναρμολόγησή τους.

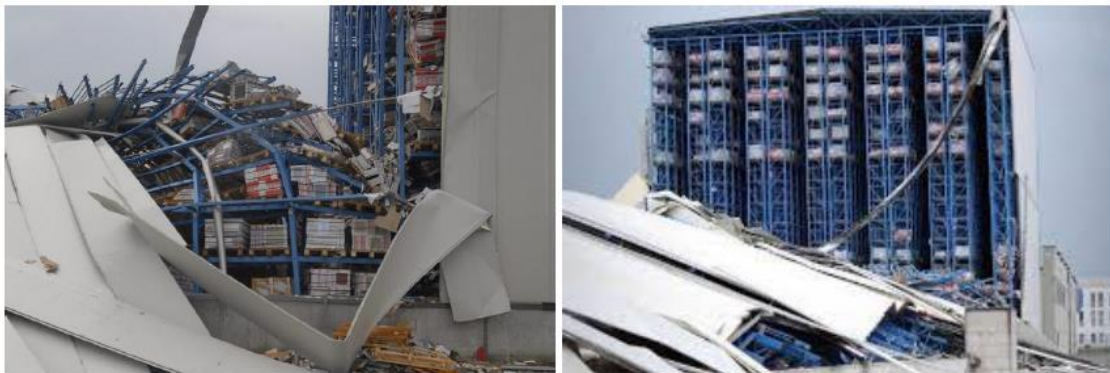
¹ Πολιτικός Μηχανικός, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, dimitrists93@central.ntua.gr

² Επίκουρος Καθηγητής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, divamva@mail.ntua.gr

³ Καθηγητής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, vastahl@central.ntua.gr

Μέχρι σήμερα, είναι ελάχιστες οι επιστημονικές μελέτες που διερευνούν τη σεισμική συμπεριφορά των ΑΣΑΠ. Η έρευνα είχε έως τώρα επικεντρωθεί στη μελέτη των συμβατικών Συστημάτων Αποθήκευσης Παλετών [1-2], η οποία οδήγησε και στην δημιουργία του πρόσφατου προτύπου EN 16681, το οποίο περιέχει ειδικές διατάξεις για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των ΣΑΠ. Ωστόσο, τα συμβατικά ΣΑΠ είναι πολύ μικρότερα σε μέγεθος σε σύγκριση με τα ΑΣΑΠ και επομένως δεν είναι δυνατή η εφαρμογή των ίδιων μεθόδων σχεδιασμού, χαρακτηριστικό που επισημάνθηκε και από τις σημαντικές ζημιές που σημειώθηκαν λόγω του σεισμού στην Emilia Romagna της Ιταλίας το 2012 (Σχήμα 1).

Δεδομένου του πλήθους των (εκατοντάδων χιλιάδων) μελών που διαθέτουν τα ΑΣΑΠ, η ακριβής ανελαστική προσομοίωση είναι πρακτικώς αδύνατη, τόσο λόγω υπολογιστικού φόρτου, όσο και λόγω της αδυναμίας επίτευξης σύγκλισης. Ως λύση, προτείνεται στο παρόν η χρήση ενός απλούστερου προσομοιώματος το οποίο θα προσφέρει υπολογιστική απλότητα χωρίς να θυσιάζει την ακρίβεια.



Σχήμα 1: Ολική κατάρρευση ΑΣΑΠ λόγω του σεισμού στην Emilia Romagna της Ιταλίας (2012).

2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΠΛΟΠΟΙΗΣΗΣ

2.1 Δομικά Στοιχεία

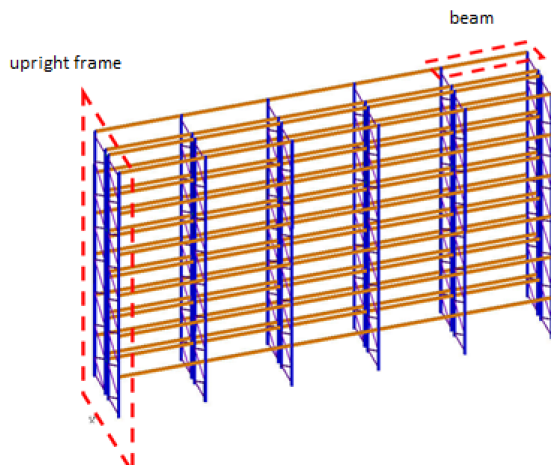
Η μορφολογία ενός ΑΣΑΠ εξαρτάται από το σύστημα αποθήκευσης που έχει επιλεγθεί (διπλής στοίβαξης, πολλαπλής στοίβαξης), τις προτιμήσεις του σχεδιαστή και τις απαιτήσεις του ιδιοκτήτη. Παρ' όλα αυτά τα ακόλουθα δομικά στοιχεία πάντοτε χρησιμοποιούνται (Σχήμα 2.α):

- **Σύνθετο υποστυλώμα (Upright Frame):** Αυτό το δομικό μέλος βρίσκεται στην εγκάρσια διεύθυνση των ραφιών και αποτελείται από 2 ή 3 μεταλλικά υποστυλώματα, συνήθως ανοιχτής διατομή Ω. Τα υποστυλώματα συνδέονται μεταξύ τους με ένα σύστημα οριζόντιων και διαγώνιων συνδέσμων, το οποίο μεταφέρει τις τέμνουσες δυνάμεις μέσω του μηχανισμού θλίψης-εφελκυσμού (Σχήμα 2.β). Η συνδεσμολογία τους ορίζει και τους διάφορους τύπους σύνθετων υποστυλωμάτων (D, Z, K, X κ.α. [3]).
- **Δοκοί Παλετών (Pallet Beams):** Παρόμοια με τα πλαίσια ροπής, οι δοκοί παλετών συγκρατούν το φορτίο των παλετών και το μεταφέρουν στα σύνθετα υποστυλώματα. Η σύνδεσή τους συνήθως είναι με γάντζους, χωρίς κοχλίες ή συγκόλληση δημιουργώντας έτσι

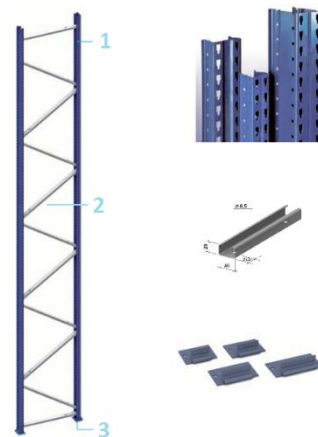
μερική πάκτωση. Αποτελούνται από κλειστές διατομές με μεγάλη αντοχή κάμψης κι έτσι το αδύναμο σημείο τους είναι η σύνδεση δοκού-υποστυλώματος.

- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι (Spine Bracing): Σε πολλές περιπτώσεις η χαλαρή σύνδεση των δοκών με τα υποστυλώματα δεν επαρκεί για την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων κι έτσι είναι απαραίτητη η χρήση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Πρόσφατα πειράματα μεγάλης κλίμακας κατέδειξαν τη σημασία των συνδέσμων στην αποφυγή δημιουργίας μαλακού ορόφου και στην αύξηση της πλαστιμότητας των ραφιών [4].

Από τα βασικά δομικά μέλη, αυτά που απαιτούν μεγάλο αριθμό βαθμών ελευθερίας για την ακριβή προσομοίωσή τους είναι τα σύνθετα υποστυλώματα, αφού είναι απαραίτητη η δημιουργία κόμβου σε κάθε σημείου που τέμνεται υποστύλωμα με διαγώνιο. Επομένως, δραστηκή μείωση της πολυπλοκότητας του μοντέλου επιτυγχάνεται με την αντικατάσταση των σύνθετων υποστυλωμάτων από ισοδύναμα γραμμικά στοιχεία δοκού, πρακτική που προτείνεται από το πρότυπο EN15512 [5] αλλά έχει εφαρμοστεί και σε άλλου τύπου κατασκευές [6].



Σχήμα 2α: Βασικά δομικά μέλη.



Σχήμα 2β: Συστατικά μέρη σύνθετου υποστυλώματος.

2.2 Ελαστικές ιδιότητες ισοδύναμης δοκού

Η ισοδύναμη δοκός θα πρέπει να έχει τις ίδιες ελαστικές ιδιότητες με το σύνθετο υποστύλωμα που αντικαθιστά. Το μέτρο ελαστικότητας E , μέτρο διάτμησης G και μήκος L παραμένουν αναλλοίωτα αφού αναφέρονται στο ίδιο δομικό μέλος. Από την άλλη τα ακόλουθα χαρακτηριστικά πρέπει να τροποποιηθούν:

- Εμβαδόν διατομής. Το εμβαδόν της ισοδύναμης διατομής θα είναι ίσο με το άθροισμα των εμβαδών των υποστυλωμάτων:

$$A_{eq} = \sum_{i=1}^N A_i, \quad N \text{ ο αριθμός των υποστυλωμάτων} \quad (1)$$

- Ροπή αδράνειας στην εγκάρσια διεύθυνση. Υπολογίζεται με τη χρήση του νόμου του Steiner ως εξής:

$$I_{y,eq} = \sum_{i=1}^N A_i \cdot h_i^2, \quad N \text{ ο αριθμός των υποστυλωμάτων} \quad (2)$$

- Ροπής αδράνειας στη διαμήκη διεύθυνση. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που συνδέουν τα υποστυλώματα είναι αρθρωτοί και επομένως κάθε υποστυλώμα λειτουργεί ανεξάρτητα στη διαμήκη διεύθυνση, επομένως:

$$I_{z,eq} = \sum_{i=1}^N I_{z,i}, \quad N \text{ ο αριθμός των υποστυλωμάτων} \quad (3)$$

- Συνοριακές συνθήκες στη βάση. Στην εγκάρσια διεύθυνση τα υποστυλώματα δημιουργούν έναν μοχλοβραχίονα δυνάμεων και άρα η ισοδύναμη δοκός θεωρείται πακτωμένη στη βάση της. Αντιθέτως, στη διαμήκη διεύθυνση τα υποστυλώματα λειτουργούν ανεξάρτητα και άρα η ισοδύναμη δοκός θεωρείται αρθρωτή.
- Διατμητικό εμβαδόν στην εγκάρσια διεύθυνση. Λόγω της παρουσίας των εύκαμπτων διαγώνιων συνδέσμων, τα σύνθετα υποστυλώματα χαρακτηρίζονται από υψηλή διατμητική παραμόρφωση και επομένως είναι απαραίτητη η χρήση δοκών Timoshenko. Περισσότερες λεπτομέρειες σχετικά με το διατμητικό εμβαδό κάθε τύπου σύνθετου υποστυλώματος (X, D, Z και K) αλλά και υποστυλωμάτων τυχαίας μορφολογίας μπορούν να βρεθούν στο [7].

2.3 Μη γραμμική συμπεριφορά ισοδύναμης δοκού

Η μη γραμμική συμπεριφορά ενός σύνθετου υποστυλώματος μπορεί να διαχωριστεί σε τρεις βασικές κατηγορίες. Η πρώτη αποτελεί την αξονική αστοχία, όπου ένα υποστυλώμα αστοχεί λόγω τοπικού, καμπτικού, στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ή λυγισμού διαστρέβλωσης. Ο τελευταίος αποτελεί τις περισσότερες φορές τον κρισιμότερο και πραγματοποιούνται συνήθως πειραματικές αναλύσεις για τον προσδιορισμό του. Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια έχουν αναπτυχθεί και τεχνικές για τον αναλυτικό έλεγχο του λυγισμού διαστρέβλωσης με χρήση της θεωρίας Πεπερασμένων Λωρίδων και Πεπερασμένων Στοιχείων [8-9], αλλά θεωρούνται λιγότερο αξιόπιστες μέθοδοι. Δεύτερη μορφή αστοχίας είναι η καμπτική αστοχία ενός υποστυλώματος, η οποία όμως είναι δευτερεύουσας σημασίας, αφού στην εγκάρσια διεύθυνση τα υποστυλώματα είναι αρθρωτά στη βάση τους, ενώ στη διαμήκη η λειτουργία πλαισίου με τις δοκούς και η ανάπτυξη καμπτικών ροπών συρρικνώνεται λόγω της παρουσίας των δύσκαμπτων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Τέλος, η διατμητική αστοχία ενός σύνθετου υποστυλώματος μεταφράζεται σε αστοχία των διαγώνιων και οριζόντιων συνδέσμων λόγω λυγισμού, διαρροής, σύνθλιψη άντυνας ή αστοχία κοχλία.

Η αξονική αστοχία των υποστυλωμάτων ισοδυναμεί με μια συνθήκη αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής στο ισοδύναμο μέλος (βλ. Σχήμα 3.α). Για την περίπτωση σύνθετου υποστυλώματος με δύο στύλους, τα 3 ζεύγη ροπής-αξονικής για τον ορισμό της περιβάλλουσας αστοχίας είναι:

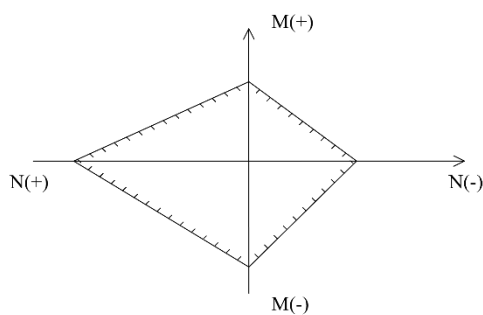
1. $N_{eq} = 2 \cdot N_{rd,u}^+$, $M_{eq} = 0$, όπου $N_{rd,u}^+$ η εφελκυστική αντοχή ενός στύλου.
 2. $N_{eq} = 2 \cdot N_{rd,u}^-$, $M_{eq} = 0$, όπου $N_{rd,u}^-$ η θλιπτική αντοχή ενός στύλου.
 3. $N_{eq} = 0$, $M_{eq} = N_{rd,u}^- / h_0$, όπου h_0 η οριζόντια απόσταση μεταξύ των στύλων (Σχήμα 3.β).
- Στην γενική περίπτωση η συνθήκη αστοχίας ροπής-αξονικής δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$N_{rd,u}^{+/-} = \frac{N_{eq}}{2} + \frac{M_{eq}}{h_0} \quad (4)$$

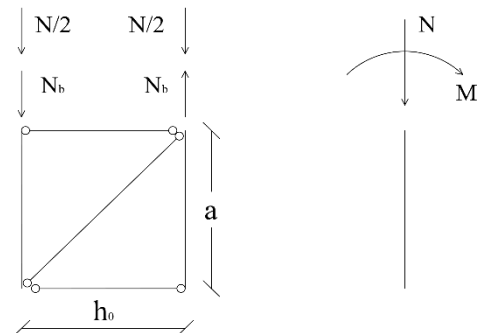
Για το σύνθετο υποστύλωμα μορφής D η συνθήκη διατμητικής αστοχίας δίνεται από (5):

$$N_{rd,b}^{+/-} = \frac{V_{eq}}{\cos \varphi} \quad (5)$$

όπου $N_{rd,b}^{+/-}$ η αξονική αντοχή του διαγώνιου συνδέσμου και $\cos \varphi$ η γωνία που σχηματίζει με την οριζόντιο.



Σχήμα 3α: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής στο ισοδύναμο στοιχείο.



Σχήμα 3β: Ισοδυναμία εντατικών μεγεθών μεταξύ αρχικού και απλοποιημένου μοντέλου.

Πίνακας 1: Δυσκαμψίες ελατηρίων του Two Node Link Element στις δύο διαστάσεις.

Τύπο Στοιχείου	EULER-BERNOULLI	TIMOSHENKO
Αξονικό ελατήριο	$\frac{EA}{L}$	$\frac{EA}{L}$
Διατμητικό ελατήριο	$\frac{12EI}{L^3}$	$\frac{1}{1+\Phi} \cdot \frac{12EI}{L^3}$
Καμπτικό ελατήριο	$\frac{EI}{L}$	$\frac{EI}{L}$
Τιμή συντελεστή P-Δ (για του χρήστες OpenSees)	-0.1	$\frac{-0.1}{(1+\Phi)^2}$

Ανάλογη διαδικασία μπορεί να ακολουθηθεί και στους άλλους βασικούς τύπους X, Z και K άλλα και σε τυχαίες γεωμετρίες. Από τις εξισώσεις (4) και (5) διαφαίνεται η ανάγκη χρήσης ενός στοιχείου που να λαμβάνει υπόψη την αξονική, την καμπτική και τη διατμητική αστοχία, αφού τα στοιχεία Timoshenko είναι γραμμικά ελαστικά. Η λύση που αποφασίστηκε είναι η χρήση του στοιχείου Two Node Link Element του λογισμικού OpenSees [10] το οποίο στις δύο διαστάσεις αποτελείται από δύο αξονικά και ένα στροφικό ελατήριο. Οι δυσκαμψίες των ελατηρίων πρέπει να είναι τέτοιες να δίνουν το ίδιο μητρώο δυσκαμψίας στους κόμβους που συνδέουν. Στον Πίνακα 1 δίνονται οι εξισώσεις για την περίπτωση δοκού Euler-Bernoulli και Timoshenko.

Πίνακας 2: Διατομές μελών σύνθετου υποστυλώματος.

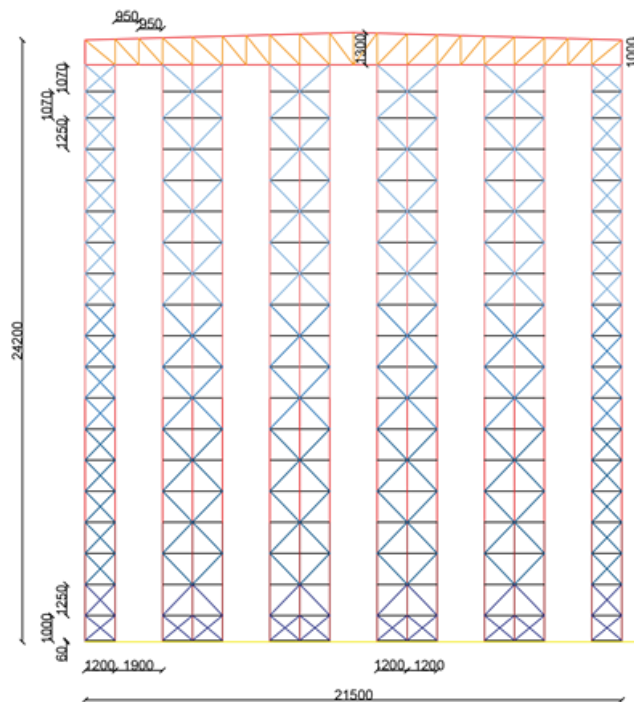
Ύψος (m)	Uprights (single)	Diagonal (single)	Diagonal (double)	Horizontal (both)
0.00-2.31	RHS (S355) 120x80x10	L (S355) 40x40x5	L (S355) 40x40x5	DC (S355) 80x50x3
2.31-4.81	RHS (S355) 120x80x10	L (S275) 40x40x4	RHS (S355) 30x30x2.5	DC (S355) 80x50x3
4.81-9.75	RHS (S355) 120x80x6	L (S275) 40x40x4	RHS (S355) 30x30x2.5	DC (S355) 80x50x3
9.75-13.56	RHS (S355) 120x80x4	L (S275) 35x35x4	RHS (S275) 30x30x2.5	DC (S355) 80x50x3
13.56-23.2	RHS (S355) 120x80x4	L (S235) 30x30x4	RHS (S235) 30x30x2	DC (S355) 80x50x3

3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΡΑΦΙΩΝ ΔΙΠΛΗΣ ΣΤΟΙΒΑΞΗΣ

Το υπό εξέταση ΑΣΑΠ αποτελείται από 6 σύνθετα υποστυλώματα μορφής X, 2 εξωτερικά με 2 στύλους και 4 εσωτερικά με 4 στύλους τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με δικτύωμα οροφής (βλ. Σχήμα 4). Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των διαγώνιων συνδέσμων μειώνονται με το ύψος ενώ των οριζόντιων συνδέσμων είναι σταθερή (βλ. Πίνακα 2). Η οροφή αποτελείται από διπλά γωνιακά μέλη 45x45x4 με ποιότητα χάλυβα S355.

Όσον αφορά τις συνδέσεις, τα ελάσματα βάσης δεν προσφέρουν στροφική δυσκαμψία και άρα οι στύλοι θεωρούνται αρθρωτοί στη θεμελίωση. Οι οριζόντιοι και διαγώνιοι σύνδεσμοι είναι επίσης αρθρωτοί αφού η σύνδεσή τους γίνεται με έναν ή δύο κοχλίες. Μια συνήθης πρακτική στο σχεδιασμό βιομηχανικών ραφιών είναι η θεώρηση πολύ μικρότερου εμβαδού για τους συνδέσμους (μείωση έως και 95%) επειδή έχει παρατηρηθεί από πλήθος πειραμάτων ότι η πραγματική τους δυσκαμψία είναι μειωμένη λόγω της εύκαμπτης σύνδεσής τους. Παρ' όλα αυτά στο συγκεκριμένο παράδειγμα όλα τα μέλη αποτελούνται από διατομές κατηγορίας 1 και επομένως θεωρήθηκε ότι η μείωση αυτή είναι αμελητέα.

Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι τα υποστυλώματα δεν αναμένεται να αστοχήσουν και αυτό επειδή το συγκεκριμένο ΑΣΑΠ έχει σχεδιαστεί με τη λογική της υπεραντοχής των στύλων σε σχέση με τους διαγώνιους συνδέσμους, γι' αυτό και δεν αποτελούνται από τις κλασικές διατομές Ω.



Σχήμα 4: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ΑΣΑΠ διπλής στοίβαξης.

3.1 Απλοποιημένα προσομοιώματα

Θεωρήθηκαν τρία προσομοιώματα φθίνουσας ακρίβειας:

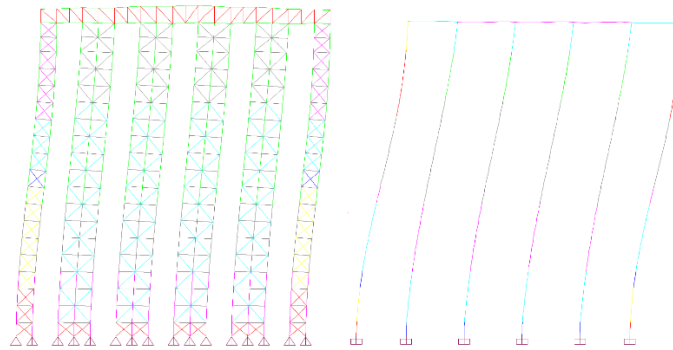
1. Μοντέλο Fiber: Όλα τα δομικά μέλη που αναμένεται να συμμετάσχουν στον μηχανισμό αστοχίας του ΑΣΑΠ (δηλ. στύλοι και διαγώνιοι/οριζόντιοι σύνδεσμοι) προσομοιώθηκαν ως forced-based fiber elements [11] με 3 σημεία αριθμητικής ολοκλήρωσης. Στα διαγώνια μέλη δόθηκε αρχική ατέλεια ίση με $L/200$ προκειμένου να υποστούν καμπτικό λυγισμό.
2. Μοντέλο Truss: Τα διαγώνια μέλη προσομοιώθηκαν ως μη γραμμικά στοιχεία δικτύωματος, όπου ο μη γραμμικός νόμος του υλικού υπολογίστηκε με βάση τους τύπους του EN1993. Στην περίπτωση αυτή τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν ως ελαστικές δοκοί Bernoulli, εκμεταλλευόμενοι το γεγονός ότι αποτελούνται από διατομές κατηγορίας 1. Εάν σε κάποιο υποστυλώμα ικανοποιηθεί το κριτήριο αστοχίας, η ανάλυση σταματά.
3. Μοντέλο Link: Ολόκληρο το σύνθετο υποστυλώμα αντικαθίσταται από Two Node Link Elements που λαμβάνουν υπόψη την διατμητική αστοχία. Εάν σε κάποιο στοιχείο ικανοποιηθεί το κριτήριο αστοχίας υποστυλώματος (αλληλεπίδραση ροπής-αξονικής), η ανάλυση σταματά. Χρησιμοποιεί το 7% των β.ε. του Μοντέλου Fiber.

3.2 Ιδιομορφική ανάλυση

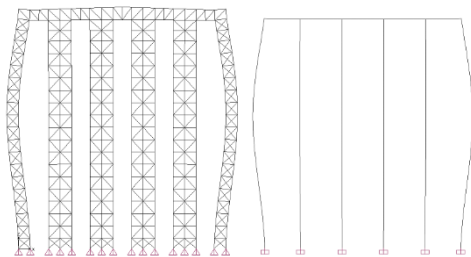
Αρχικά πραγματοποιήθηκε ανάλυση ιδιομορφών προκειμένου να επικυρωθεί το Μοντέλο Link στην ελαστική περιοχή. Οι μάζες των παλετών θεωρήθηκαν συγκεντρωμένες και ίσες με 10 kN. Τα αποτελέσματα των πρώτων πέντε ιδιομορφών δίνονται στο Σχήμα 5α έως 5ε.

3.3 Στατική Προσαυξητική Ανάλυση

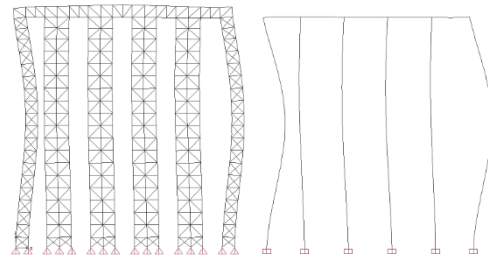
Στατική Προσαυξητική Ανάλυση πραγματοποιήθηκε και στα τρία μοντέλα, κάνοντας την παραδοχή τριγωνικής κατανομής του οριζόντιου φορτίου. Τα διαγράμματα Τέμνουσας Βάσης - Μετακίνηση Κορυφής δίνονται στο Σχήμα 6α και Σχήμα 6β για φορτίο παλέτας 800 kg και 2000 kg αντίστοιχα. Στην περίπτωση των 800 kg, όλα τα προσομοιώματα συμπεριφέρθηκαν ελαστικά μέχρι μετακίνηση οροφής περίπου ίση με 150 mm. Έπειτα τα διαγώνια μέλη αρχίζουν να αστοχούν λόγω λυγισμού και στη συνέχεια λόγω διαρροής με αποτέλεσμα η δυσκαμψία να μειώνεται εκθετικά. Στη μετακίνηση οροφής 500 mm η δυσκαμψία του Μοντέλου Fiber έχει μειωθεί στο 7.2% σε σχέση με την αρχική, του Μοντέλου Truss στο 7.7% και του Μοντέλου Link στο 5.5%, ενώ και τα τρία αστοχούν στα 2000 mm. Από την άλλη, στα 2000 kg φορτίο παλέτας η επιρροή των φαινομένων Ρ-Δ οδηγεί σε σημαντική μείωση της μετελαστικής αντοχής της κατασκευής και της πλαστιμότητάς της.



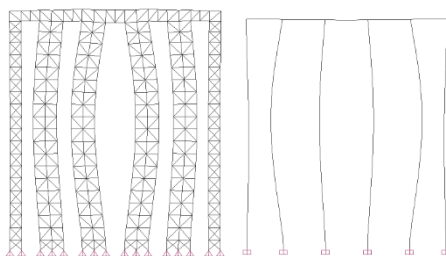
Σχήμα 5α: Πρώτη ιδιομορφή Μοντέλου Fiber ($T_{1,1}=0.775$ sec) και Μοντέλου Link ($T_{1,2}=0.784$ sec).



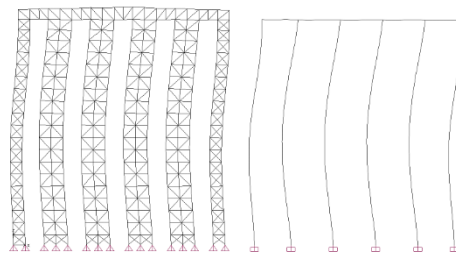
Σχήμα 5β: 2^η ιδιομορφή ($T_{2,1}=0.386$ sec) και ($T_{2,2}=0.370$ sec).



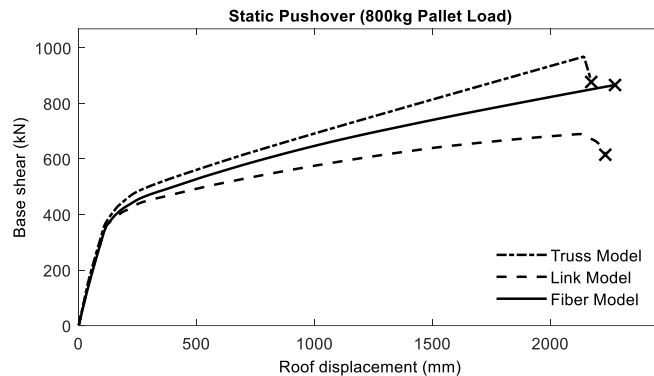
Σχήμα 5γ: 3^η ιδιομορφή ($T_{3,1}=0.358$ sec) και ($T_{3,2}=0.342$ sec).



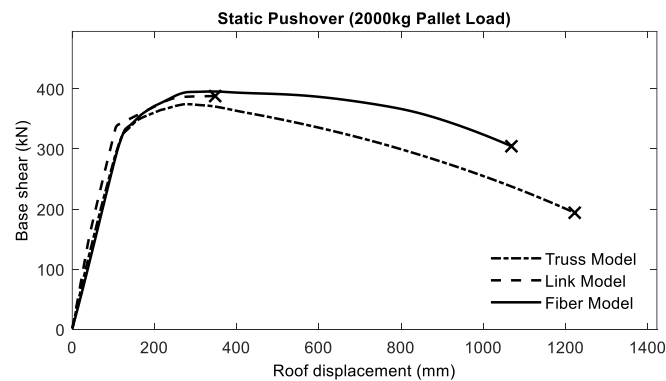
Σχήμα 5δ: 4^η ιδιομορφή ($T_{4,1}=0.271$ sec) και ($T_{4,2}=0.276$ sec).



Σχήμα 5ε: 5^η ιδιομορφή ($T_{5,1}=0.209$ sec) και ($T_{5,2}=0.211$ sec).



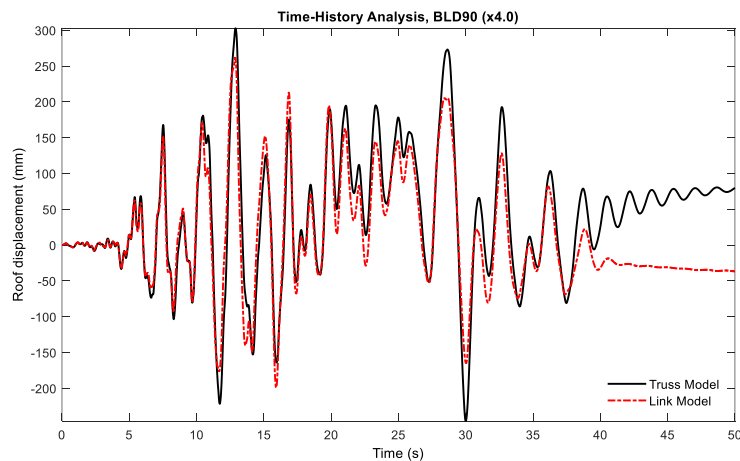
Σχήμα 6α: Διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης – Μετακίνησης οροφής για 800 kg φορτίο παλέτας.



Σχήμα 6β: Διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης – Μετακίνησης οροφής για 1000 kg φορτίο παλέτας.

3.4 Μη Γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

Η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας ήταν δυνατή μόνο στα Μοντέλα Truss και Link αφού το Fiber παρουσίαζε προβλήματα σύγκλισης από τα πρώτα κιάλας βήματα. Χρησιμοποιήθηκε ο νόμος υστέρησης pinching, με χρήση του υλικού Pinching4 του OpenSees. Στο Σχήμα 7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ενός επιταχυνσιογραφήματος ενώ παρόμοια ήταν τα αποτελέσματα και σε άλλες αναλύσεις χρονοϊστορίας.



Σχήμα 7: Διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης – Μετακίνησης οροφής για 1000 kg φορτίο παλέτας.

4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η μεθοδολογία απλοποίησης που αναπτύχθηκε στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε σε ένα Αυτοματοποιημένο Σύστημα Αποθήκευσης Παλετών διπλής στοίβαξης. Στην ελαστική περιοχή, το απλοποιημένο μοντέλο προέβλεψε με εξαιρετική ακρίβεια ακόμη και τις υψηλές ιδιομορφές της κατασκευής. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε Στατική Προσαναζητική Ανάλυση όπου διαφαίνεται η δυνατότητά του να προβλέπει το σημείο που επιτυγχάνεται η μέγιστη τέμνουσα βάσης της κατασκευής, ενώ απέδωσε επαρκώς τη σταδιακή πτώση της δυσκαμψίας. Τέλος εκτελέστηκαν αναλύσεις χρονοϊστορίας όπου τα αποτελέσματα σε όρους μετακίνησης και απορρόφησης ενέργειας θεωρήθηκαν ικανοποιητικά.

5 ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Το έργο συγχρηματοδοτείται από την Ελλάδα και την Ευρωπαϊκή Ένωση (Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο) μέσω του Επιχειρησιακού Προγράμματος «Ανάπτυξη Ανθρώπινου Δυναμικού, Εκπαίδευση και Διά Βίου Μάθηση», στο πλαίσιο της Πράξης «Ενίσχυση του ανθρώπινου ερευνητικού δυναμικού μέσω της υλοποίησης διδακτορικής έρευνας» (MIS-5000432), που υλοποιεί το Ίδρυμα Κρατικών Υποτροφιών (ΙΚΥ).

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. EU-RFCS Steel RTD Programme RFSR-CT-2004-00045 *SEISRACKS: Storage Racks in Seismic Areas*, 2004.12.01 - 2007.05.31
2. EU-RFCS Steel RTD Programme RFSR-CT-2011-00031 *SEISRACKS2: Seismic Behavior of Steel Storage Pallet Racking Systems* 2011.07.01 - 2014.06.30.
3. EN 16681, *Low dissipative concept*, Section 8.3
4. A. Kanyilmaz, G. Brambilla, G. P. Chiarelli, C. A. Castiglioni, *Assessment of the seismic behavior of braced steel storage racking systems by means of full scale pushover tests*, Thin-Walled Structures, 107:138-155, 2016
5. BS EN 15512-2009, *Simplified method for cross-aisle stability analysis in circumstances where there is uniform distribution of compartment loads over the height of the upright frame*, Annex G
6. A. Belleri, M. Torquati, A. Marini, P. Riva, *Simplified building models as advanced seismic screening tools for steel industrial buildings*, Journal of Constructional Steel Research, 138:51-64, 2017
7. D. Tsarpalis, *Analysis of pallet racking systems with equivalent beam elements*, Master Thesis ISS MT 2018/10, Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, 2018
8. A. Crisan, *Experimental and numerical determination of axial strength for pallet racks uprights*, ANNALS of Faculty Engineering Hunedoara - International Journal of Engineering, Tome XIII: 107, 2015
9. Z. Li, B. Schafer, *Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM conventional and constrained finite strip methods*, 20th International Specialty Conference of Cold-Formed Steel Structures, 2010
10. OpenSees, Open Software for Earthquake Engineering Simulation, URL <http://opensees.berkeley.edu/>
11. A. Neuenhofer, F. C. Filippou, *Evaluation of Nonlinear Frame Finite Element Models*. Journal of Structural Engineering, 123(7):958-966, 1997