



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Δέσποινα Εμμ. Καρπουζλή

ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ

ΒΙΝΤΖΗΛΛΙΟΥ Ε.

ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της παρούσης εργασίας είναι η κατανόηση της σημασίας των διαφραγμάτων στις ιστορικές κατασκευές και εν γένει στα κτίρια από μη οπλισμένη τοιχοποιία, και ο προσδιορισμός του τρόπου λειτουργίας του. Μπορεί η πέτρα να είναι από τα πιο παλιά υλικά δόμησης εάν όχι το παλαιότερο, και μπορεί να κατασκευάζονταν κτίρια και ναοί από πέτρα πολύ πριν το σκυρόδεμα εμφανιστεί στις κατασκευές, ωστόσο η πέτρα και συνεπώς η τοιχοποιία παραμένει άγνωστο έδαφος για τους περισσότερους μηχανικούς. Στα κεφάλαια που ακολουθούν αναλύεται συνοπτικά η συμπεριφορά των κτιρίων από μη οπλισμένη τοιχοποιία και στη συνέχεια καταδεικνύεται ο σημαντικός ρόλος των διαφραγμάτων στην απόκριση και την παθολογία των κτιρίων αυτών.

Αρχικά, παρουσιάζονται τα συνήθη δομικά συστήματα και στοιχεία που απαντώνται στα ιστορικά κτίρια, στη συνέχεια καταδεικνύεται η παθολογία των ιστορικών κατασκευών τόσο υπό τα μόνιμα κατακόρυφα φορτία, όσο και υπό τη σεισμική καταπόνηση, και υποδεικνύεται ο τρόπος αστοχίας των δομικών τους στοιχείων. Ακολούθως επεξηγείται ο όρος «λειτουργία κουτιού» και πως αυτός σχετίζεται με τα διαφράγματα. Στη συνέχεια του κεφαλαίου αναλύεται η σεισμική συμπεριφορά του διαφράγματος και η σημασία των συνδέσεων σε αυτή.

Στο επόμενο κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά οι συνήθεις επεμβάσεις στα διαφράγματα όπως η ενίσχυση του με μια πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, η τοποθέτηση διπλού ξύλινου καταστρώματος πάνω από το ήδη υπάρχον, η σύνδεση του πατώματος με λεπτά προφίλ γάλυβα και η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται μια σειρά δοκιμών από διαφορετικές ομάδες, σε διαφορετικά διαφράγματα τα οποία ενισχύονται με ποικίλους τρόπους. Τα διαφράγματα διαφέρουν από ομάδα σε ομάδα, τόσο σε μέγεθος όσο και σε τεχνικά χαρακτηριστικά, ωστόσο η πλειονότητα των επεμβάσεων είναι κοινές και καταλήγουν σε παρόμοια συμπεράσματα.

Στα κεφάλαια που ακολουθούν στόχος είναι η προσομοίωση ενός φορέα ο οποίος θα προσομοιάζει τη συμπεριφορά των ξύλινων πατωμάτων και θα μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο για την πρόβλεψη της αποδοτικότητας μίας διαφραγματικής ενίσχυσης αυτής καθέ αυτής, όσο και για την ευκολότερη προσομοίωση περίπλοκων κτιρίων και των συνολικών

αποκρίσεών τους. Αρχικά, έγινε περιγραφή των τύπων των στοιχείων που επιλέχθηκαν για την προσομοίωση του διαφράγματος στο πρόγραμμα SAP2000 v15 και καθορίστηκαν οι παραδοχές του προσομοιώματος όσον αφορά τα υλικά, τις στηρίξεις και τις συνδέσεις. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στην προσομοίωση των συνδέσεων όπου χρησιμοποιήθηκαν πειραματικά και θεωρητικά δεδομένα. Τα πειραματικά δεδομένα αφορούσαν δοκιμές σε μεμονομένες νέες και παλιές συνδέσεις αλλά και σε πειράματα τα οποία διεξήχθησαν σε ολόκληρα διαφράγματα. Όσον αφορά τα θεωρητικά δεδομένα, βασιζόμενοι στη θεωρία δράσης βλήτρου δημιουργήσαμε ένα διάγραμμα δύναμης σχετικής μετακίνησης που θα περιγράφει επαρκώς τη συμπεριφορά των συνδέσεων.

Στο τελευταίο κεφάλαιο, χρησιμοποιώντας τις παραδοχές που αναφέραμε παραπάνω προσομοιώθηκαν πέντε διαφορετικά διαφράγματα και ελέγχθηκε η απόκρισή τους για κάθε είδος συμπεριφοράς συνδέσεων, έτσι ώστε να μπορέσουμε να καταλήξουμε σε μία σχέση, ικανή να περιγράψει ακέραια τη λειτουργία των συνδέσεων και συνεπώς αυτή των διαφραγμάτων.

Τέλος, αφού επιλέχθηκε ένας νόμος συμπεριφοράς των συνδέσεων που λειτουργεί ικανοποιητικά στα απλά, μη ενισχυμένα διαφράγματα, προσομοιώθηκε ένα είδος ενίσχυσης για κάθε διάφραγμα έτσι ώστε να εξακριβωθεί η αξιοπιστία του. Οι ενισχύσεις που επιλέχθηκαν αφορούσαν στην πλειονότητά τους, την τοποθέτηση ενός επιπλέον καταστρώματος πάνω στο ήδη υπάρχον, ή, σε ορισμένες περιπτώσεις την εφαρμογή κόντρα πλακέ (plywood).

Από τις παραπάνω δοκιμές εξήχθησαν ορισμένα συμπεράσματα ενώ κατέστη εμφανής η ανάγκη για τη δημιουργία ενός συντεταγμένου πλαισίου πειραματικών δοκιμών σε διαφράγματα με κοινά χαρακτηριστικά και τεχνικές προδιαγραφές ώστε να αξιολογηθούν όλες οι παράμετροι χωρίς τη χρήση επισφαλών παραδοχών. Ακόμη κρίνεται αναγκαία η περαιτέρω διερεύνηση του θέματος, όχι μόνο αυτοτελώς αλλά και στο πλαίσιο ενός μεγαλύτερου φορέα, τόσο σε πειραματικό επίπεδο, όσο και σε αναλυτικό, προκειμένου να προσδιοριστούν οι επιρροές της μεταξύ τους αλληλεπίδρασης και να εκμαιευτούν ασφαλή συμπεράσματα τα οποία θα μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο σε επιστημονικό, όσο και σε πρακτικό επίπεδο.

ABSTRACT

The main purpose of the following thesis is to evaluate the significance of diaphragm action in the existing historic structures and in general in structures of unreinforced masonry. Although masonry is one of the oldest, if not the oldest, structural material, and there are buildings and temples made from masonry long before the use of reinforced concrete, the knowledge of civil engineers related to the mechanical properties of masonry and the behavior of masonry buildings, is at most cases inadequate and superficial. In the following chapters the structural behavior of masonry structures is briefly analyzed and thus the importance of diaphragm action is made apparent.

The first chapter presents the most common structural systems and structural elements found in URM buildings and the pathologies related to masonry. Traditional stone masonry dwellings have proven to be extremely vulnerable to earthquake shaking. The seismic vulnerability of these buildings is due to their heavy weight and, in most cases, the manner in which the walls have been built. In addition the importance of floors and their role in the “box action” of the structure and the impact on the overall seismic response of URM structures is analyzed, along with the effect of the flexibility of floors and roofs and the effect of connection between horizontal and vertical elements.

The second chapter provides information about the proposed methods of refurbishing timber floors such as the use of an RC slab, double boarding, FRP strips, diagonal steel ties, and plywood panels.

The third chapter describes in detail a series of experimental tests performed by different groups, regarding floors of different characteristics. Although the characteristics of the specimens in terms of construction materials and geometry, of the experimental set ups, as well as of the investigated parameters present a vast variety, thus making impossible the direct comparison of the experimental results, the proposed refurbishment techniques are similar and therefore several valuable conclusions can be drawn, even at a qualitative level.

Next step in the thesis was the development of the computational model. A finite element (FE) modeling method for timber floor diaphragms using the structural analysis software SAP2000 was appropriately validated using analytical modeling results and experimental data. Initially,

there was a description of the type of data which were selected for the simulation of the building to the program SAP2000 v15 and fixed the assumptions of the model which regarded to the materials, the supports and the connections. Particular emphasis was given to the simulation of connections where experimental and theoretical data were used. The experimental data related to testing old and new nail connections in floor segments and experiments which were conducted on entire floors. Regarding the theoretical data, based on the bolt action theory, developed a force -relative movement diagram was developed which adequately describes the behavior of nail connections.

In the following chapters using the assumptions described above, five different timber floors were simulated and their response was tested for all the connections mentioned, so as to end up with a relation, able to describe the function of the connections and therefore that of the floors tested.

Finally, after a behavior law for the nail connections that works well in simple, unreinforced timber floors was chosen, a refurbishment technique was simulated for each floor so as to ensure its reliability. The refurbishing method selected related mostly to placing an additional layer of timber boards above the existing one, or in some cases the application of plywood.

After the above mentioned simulations some conclusions exported while it was made apparent that there is need to create a consistent frame of experimental testing on diaphragms with common characteristics and technical requirements to evaluate all parameters without using precarious assumptions. Still further investigation is considered necessary not only on isolated floor specimens but also as part of a greater construction, in order to evaluate their general effect and to be able to draw safe conclusions which can be used both in scientific and practical level.

ceiinossltuu

Ut tensio sic vis

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω την κ. Βιντζηλαίου Ελισάβετ, καθηγήτρια Ε.Μ.Π., για την καθοδήγηση , τη βοήθεια, τις πολύτιμες συμβουλές και τον χρόνο που αφιέρωσε στην εκπόνηση αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας.

Επίσης, ευχαριστώ ιδιαιτέρως τον Ιωάννη Καπογιάννη , την Μαρία Αντωνιάδου , την Ζωη Ζαχαρίου και τον Απόστολο Παρασύρη, φίλους, συμφοιτητές και συναδέλφους πολιτικούς μηχανικούς, για τις πολύτιμες συμβουλές τους , την προθυμία τους να βοηθήσουν σε οποιαδήποτε δυσκολία αλλά και την αμέριστη κατανόηση τους.

Τέλος, ευχαριστώ ιδιαίτερα τους γονείς μου , Μάνο και Δήμητρα, και την υπέροχη αδερφή μου, Σοφία, για τη συνεχή ενθάρρυνση και συμπαράσταση που μου προσέφεραν όλα τα χρόνια της ακαδημαϊκής μου πορείας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	3
ABSTRACT	5
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	9
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ	15
1.1. ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ ΣΤΟΝ ΚΟΣΜΟ.....	17
1.2. ΒΑΣΙΚΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΛΙΘΟΔΟΜΩΝ	19
1.3. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ & ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ.....	22
1.4. ΣΥΝΗΘΗ ΕΥΛΙΝΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ	34
1.4.1. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ.....	35
1.4.2. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ	38
2. ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ.....	44
2.1. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ.....	44
2.2. ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ.....	48
2.2.1. ΠΑΤΩΜΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΜΕ ΠΛΑΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	48
2.2.2. ΠΛΑΚΑ ΜΕ ΔΥΟ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΑ ΧΙΑΣΤΙ	49
2.2.3. ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΗ ΜΕ ΛΕΠΤΟ ΠΡΟΦΙΛ ΧΑΛΥΒΑ	50
2.2.4. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (ΙΟΠ).....	51
3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ.....	53
3.1. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΔΙΑΝΟΜΗΣ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΕ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΑ ΔΑΠΕΔΑ ΠΡΙΝ ΚΑΙ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ (A. Borri, M. Corradi, Speranzini E. , A. Vignoli, 2004).....	53
3.1.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	53
3.1.2. ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	55
3.1.3. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....	57
3.1.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	61
3.2. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΥΛΙΝΩΝ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΜΗ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΠΡΙΝ ΤΟ 1950 (Peralta D. F., Bracci M. J., Hueste M. B. D.,2004)	62
3.2.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	62
3.2.2. ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	64
3.2.3. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....	65

3.2.4.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	69
3.3.	Ο ΡΟΛΟΣ ΤΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ (M. Piazza , C. Baldessari & R. Tomasi , 2009)	73
3.3.1.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	73
3.3.2.	ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	73
3.3.3.	ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....	76
3.3.4.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	78
3.4.	ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΩΝ ΞΥΛΙΝΩΝ ΔΑΠΕΔΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ (Maria Rosa Valluzzi, Enrico Garbin, Massimo Dalla Benetta & Claudio Modenaaluzzi ,2010)	81
3.4.1.	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	81
3.4.2.	ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	82
3.4.3.	ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....	83
3.4.4.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	86
4.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	87
4.1.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΞΥΛΙΝΟΥ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ.....	88
4.1.1.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΞΥΛΙΝΩΝ ΔΟΚΩΝ.....	88
4.1.2.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΞΥΛΙΝΩΝ ΣΑΝΙΔΩΝ	88
4.1.3.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (ΣΥΖΕΥΚΤΗΡΕΣ)	89
4.1.4.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ.....	89
5.	ΑΠΛΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Valluzzi et al.	105
5.1.	ΖΕΥΓΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ Vs ΜΟΝΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ.....	107
5.1.1.	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements).....	110
6.	ΑΠΛΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Baldessari et al.	120
6.1.	ΑΠΛΟ ΠΑΤΩΜΑ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ 2m x 1m	122
6.1.1.	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements).....	126
6.2.	ΑΠΛΟ ΠΑΤΩΜΑ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ 5m x 4m	136
6.2.1.	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements).....	140
7.	ΑΠΛΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Peralta et al.	150
7.1.	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements)	154
7.1.1.	ΔΡΑΣΗ ΒΛΗΤΡΟΥ (BINTΖΗΛΑΙΟΥ , ΤΑΣΙΟΣ).....	154
7.1.2.	ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΑΠΟ UNIPD & BOZZA	157
7.1.3.	ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ A. WILSON	158
7.1.4.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ & ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	163
8.	ΠΕΙΡΑΜΑΤΑ BORRI , CORRADI ET AL.	165
8.1.	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements)	171

8.1.1.	ΔΡΑΣΗ ΒΛΗΤΡΟΥ (ΒΙΝΤΖΗΛΑΙΟΥ , ΤΑΣΙΟΣ).....	171
8.1.2.	ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΑΠΟ UNIPD & BOZZA	173
8.1.3.	ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ Α. WILSON	174
8.1.4.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ & ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	179
9.	ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ.....	181
9.1.	VALLUZZI ET AL.	182
9.2.	BALDESSARI ET AL.....	186
9.2.1.	Διάφραγμα διαστάσεων 1m x 2 m	186
9.2.2.	Διάφραγμα διαστάσεων 4m x 5 m	189
9.3.	PERALTA ET AL.	193
9.4.	CORADI ET AL.....	197
10.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	200
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	204
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	207
	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Valluzzi et al.....	207
	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ M. Piazza , C. Baldessari & R. Tomasi	209
	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ D. Peralta , J. Bracci & M. B. Hueste	211
	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Corradi et al.	213

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

Η τοιχοποιία είναι από τα αρχαιότερα δομικά υλικά. Εντούτοις, οι γνώσεις μας για τη μηχανική της συμπεριφορά και την απόκριση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι σχετικά περιορισμένες. Η αντίφαση αυτή μπορεί να αποδοθεί στους ακόλουθους λόγους :

α. Η ανάπτυξη της επιστήμης της μηχανικής σχεδόν συνέπεσε με την εμφάνιση νέων ισχυρών και εύπλαστων δομικών υλικών – χάλυβας, σκυρόδεμα – που μείωσαν το κόστος του φέροντα οργανισμού και βαθμιαία περιόρισαν την τοιχοποιία στο ρόλο του οργανισμού πλήρωσης.

β. Η τοιχοποιία έχει σχετικά χαμηλές αντοχές και εμφανίζει ψαθυρή συμπεριφορά, γεγονός που οδηγεί στην ανάγκη αύξησης των διατομών και του κόστους του φέροντα οργανισμού και περιορίζει τον αριθμό των ορόφων ιδιαίτερα σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα.

γ. Η τοιχοποιία είναι υλικό πολυφασικό, πολύμορφο και "απείθαρχο". Τα βασικά συστατικά της είναι οι πλίνθοι και το συνδετικό κονίαμα. Οι πλίνθοι μπορεί να είναι τεχνητοί λίθοι ή τεμάχια φυσικών λίθων και παρουσιάζουν μεγάλη ποικιλία υλικών, κατεργασίας, σχημάτων και μεγεθών. Το κονίαμα παρουσιάζει μεγάλη ποικιλία συνθέσεων και αντοχών αλλά μπορεί και να απουσιάζει εντελώς (ξηρολιθοδομές).

Ένας επί πλέον παράγοντας πολυμορφίας είναι και ο τύπος δόμησης (πλέξη) της τοιχοποιίας. Κατά συνέπεια απαιτείται θεμελιώδης έρευνα των επί μέρους φάσεων (πλίνθοι – κονίαμα) και της μηχανικής "συνεργασίας" τους στο σώμα της τοιχοποιίας για την κατανόηση της συμπεριφοράς της.

Έτσι, μέχρι τις αρχές του 20ου αιώνα ο σχεδιασμός κτιρίων με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία ήταν σχεδόν εμπειρικός.

Σε χώρες με παράδοση στη χρήση της φέρουσας τοιχοποιίας και σχετικά άσειστες (Μ. Βρετανία) εξακολουθεί ακόμη και σήμερα εκτεταμένη χρήση της φέρουσας τοιχοποιίας σε νέα κτίρια μέχρι και τεσσάρων (4) ορόφων.

Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται διεθνώς έντονη ευαισθητοποίηση της κοινής γνώμης για τη συντήρηση και ανάδειξη της οικιστικής πολιτιστικής κληρονομιάς. Μέσα στο κλίμα αυτό αναζωπυρώθηκε και η έρευνα της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας καθώς η

συντριπτική πλειοψηφία των μνημείων και διατηρητέων κτιρίων και συνόλων είναι κτίσματα από φέρουσα τοιχοποιία. Παράλληλα άρχισαν να ανακαλύπτονται ξανά τα ξεχασμένα προτερήματα της τοιχοποιίας όπως : Θερμομόνωση, Πυρασφάλεια, Αντοχή στο χρόνο, Αισθητική υπεροχή.

Τροχοπέδη στην ανάπτυξη της διεθνούς συνεργασίας για την προώθηση της έρευνας της φυσικής και μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας είναι η πολυμορφία και πολυτυπία του ίδιου του υλικού, που έχει σαν αποτέλεσμα τη μεγάλη δυσκολία προτυποποίησης υλικών και μεθόδων.

Πολλές χώρες, μεταξύ των οποίων και η Ελλάδα, σχετικά πρόσφατα απέκτησαν κανονισμό για κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Παρατηρείται ανομοιομορφία μεθόδων, ποικιλία ορισμών και σημαντική διασπορά τιμών μεταξύ των διαφόρων κανονισμών.

Σε κάθε μεσαίου ή μεγάλου μεγέθους σεισμό, στον Ελλαδικό χώρο αλλά και παγκόσμια, διαπιστώνεται η υψηλή τρωτότητα των κτισμάτων από φέρουσα τοιχοποιία. Η αδυναμία αυτή μπορεί να αποδοθεί σε μία σειρά από λόγους όπως:

- Η ψαθυρότητα της άοπλης τοιχοποιίας.
- Η ανεπαρκής διαφραγματική λειτουργία πατωμάτων και στεγών.
- Η ανεπαρκής σύνδεση οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων του φέροντα οργανισμού.
- Η παντελής απουσία ή η μη τήρηση της μελέτης όταν αυτή υπάρχει.
- Οι κάθε είδους κακοτεχνίες.
- Οι κατά καιρούς επεμβάσεις τροποποιήσεις και προσθήκες.
- Η κακή συντήρηση και η γήρανση των υλικών.

1.1. ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ ΣΤΟΝ ΚΟΣΜΟ

Η πετρόκτιστη τοιχοποιία είναι μια παραδοσιακή μορφή κατασκευής, που αποτελεί πρακτική ακολουθούμενη αιώνες σε περιοχές, όπου η πέτρα είναι διαθέσιμη σε τοπικό επίπεδο. Η πέτρα έχει χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή μερικών από τα πιο σημαντικά μνημεία στον κόσμο. Τα κτίρια από λιθοδομή μπορεί να αποτελούν πολιτιστικά και ιστορικά μνημεία, χτισμένα από πολύ εξειδικευμένους χτίστες, αλλά και απλές κατοικίες που χτίστηκαν από τους ιδιοκτήτες τους, σε αναπτυσσόμενες χώρες, όπου η πέτρα αποτελεί προσιτή και αποδοτική λύση για την κατασκευή κτιρίων. Κτίρια από τοιχοποιία μπορεί να βρεθούν σε πολλές σεισμογενείς περιοχές και χώρες, συμπεριλαμβανομένης της Μεσογείου, την Ευρώπη, τη Βόρεια Αφρική, τη Μέση Ανατολή, και Νοτιοανατολική Ασία. Παραδείγματα της χρήσης της τοιχοποιίας σε όλο τον κόσμο παρουσιάζονται στις Εικόνες 1.1 έως 1.4.



Εικόνα 1.1 Πέτρινα σπίτια στον Ελληνικό χώρο



Εικόνα 1.2 Πέτρινες κατοικίες στην Ιταλία



Εικόνα 1.3 Πέτρινα σπίτια στην Τουρκία



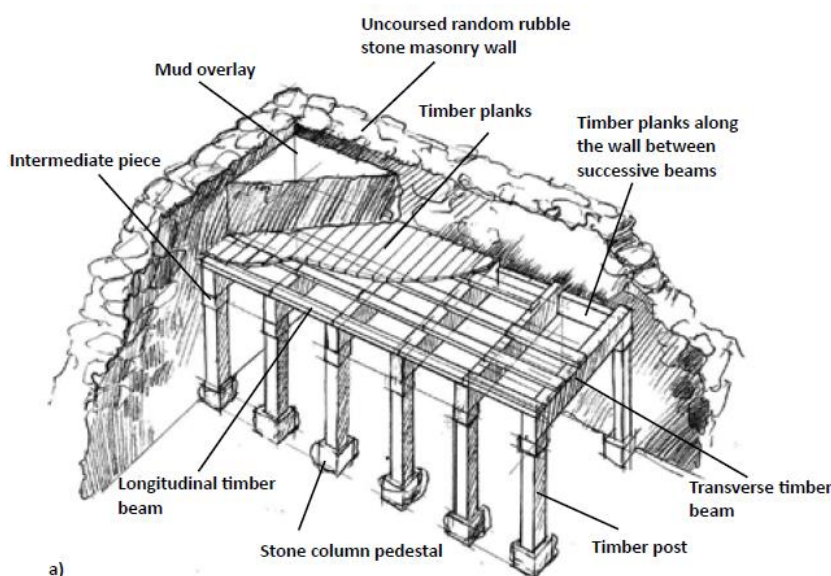
Εικόνα 1.4 Αγροτική κατοικία στο Νεπάλ

Τα σπίτια αυτού του τύπου κατασκευής βρίσκονται σε αστικές και αγροτικές περιοχές σε όλο τον κόσμο. Υπάρχει μεγάλο εύρος διαφοροποιήσεων στην κατασκευή, στα υλικά, στην τεχνογνωσία, στο σχήμα, και στον αριθμό των ορόφων. Σπίτια σε αγροτικές περιοχές είναι γενικά μικρότερα σε μέγεθος και έχουν μικρότερου μεγέθους ανοίγματα, δεδομένου ότι χρησιμοποιούνται συνήθως από μία μόνο οικογένεια. Κτίρια κατοικιών σε αστικές περιοχές είναι συχνά μικτής χρήσης - με εμπορική χρήση του ισόγειου ορόφου και χρήση κατοικίας για τους άνω ορόφους. Τα σπίτια σε αγροτικές περιοχές και τα προάστια των αστικών κέντρων έχουν κατασκευαστεί ως ανεξάρτητες δομές, ενώ τα κτίρια στα αστικά κέντρα συχνά μοιράζονται ένα κοινό τοίχο. Σε ορεινές περιοχές της Μεσογείου ο αριθμός των ορόφων

διαφέρει, από δύο (σε αγροτικές περιοχές) σε πέντε (στα αστικά κέντρα). Αυτά τα κτίρια συχνά έχουν βιώσει διάφορες εσωτερικές και εξωτερικές επισκευές και ανακαινίσεις κατά τη διάρκεια της χρήσης τους. Τα κτίρια από τοιχοποιία, είναι συνήθως κατασκευασμένα από τους ίδιους τους ιδιοκτήτες ή από τεχνίτες της περιοχής, οι οποίοι δεν έχουν κάποια ιδιαίτερη εκπαίδευση. Η ποιότητα των κατασκευών σε αστικές περιοχές είναι γενικά ανώτερη από εκείνη σε αγροτικές περιοχές.

1.2. ΒΑΣΙΚΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΛΙΘΟΔΟΜΩΝ

Τα βασικά στοιχεία ενός τυπικού κτιρίου από λιθοδομή, περιλαμβάνουν συστήματα δαπέδου - οροφής, τοίχους, και θεμέλια. Οι τοίχοι είναι κατακόρυφα στοιχεία που στηρίζουν τους ορόφους ή και την οροφή, και περικλείουν το εσωτερικό του κτιρίου. Σε ορισμένες περιπτώσεις, χρησιμοποιείται διπλό σύστημα φερόντων στοιχείων (Εικόνα 1.5). Αυτό το σύστημα αποτελείται από μια ξύλινη στέγη η οποία υποστηρίζεται από τα ξύλινα υποστυλώματα και τις δοκούς, και τοιχώματα από τοιχοποιία στο εξωτερικό. Σε αυτήν την περίπτωση, οι τοίχοι δεν παρέχουν υποστήριξη στην κατασκευή δαπέδου - οροφής. Αυτός ο τύπος κατασκευής μπορεί να βρεθεί στην Μαχαράστρα, της Ινδίας και στο Πακιστάν. Απέδωσε κακώς σε σεισμούς, στο παρελθόν, λόγω της απουσίας συνδέσεων μεταξύ της οροφής και του τοίχου, με αποτέλεσμα οι τοίχοι να καταρρέουν προς τα έξω (π.χ., 1993 σεισμός Maharashtra, Ινδία).



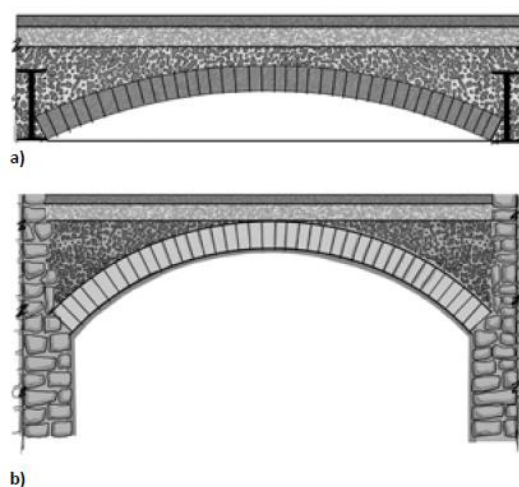
Εικόνα 1.5 Σύστημα δύο Φερόντων Οργανισμών

Στοιχεία Δαπέδου - Οροφής

Τα δάπεδα και οι οροφές των λιθόκτιστων κατασκευών , μπορούν να αποτελούνται από διαφορετικά υλικά ανάλογα την περιοχή και τη διαθεσιμότητα ορισμένων υλικών σε αυτή, την χρονική περίοδο κατασκευής ,το κόστος των υλικών, τις δεξιότητες και την εμπειρία των τοπικών τεχνιτών. Συστήματα δαπέδου και οροφής συνήθως περιλαμβάνουν λιθόκτιστους θόλους, ξύλινες δοκούς ή δικτύωματα, και ενισχυμένες πλάκες σκυροδέματος.

Θόλοι και Καμάρες

Οι θόλοι από πέτρα ή τούβλα αποτελούν συνήθη τρόπο κατασκευής οροφής , κυρίως στην Μεσογειακή Ευρώπη και τη Μέση Ανατολή. Το σχήμα 1.6a δείχνει μια τυπική κατασκευή δαπέδου στη Σλοβενία , στις αρχές του 20ου αιώνα , στην οποία τα δοκάρια από σίδηρο υποστηρίζουν ρηγά τόξα από οπτοπλινθοδομή (αυτό είναι γνωστό ως ένα σύστημα jack arch system), ενώ το Σχήμα 1.6b παρουσιάζει ένα τυπικό θόλο από τοιχοποιία του 19ου αιώνα στην Σλοβενία. Σε πολυώροφα κτίρια, οι αψίδες βρίσκονται συχνά στον ισόγειο όροφο υποδοχής, ενώ τα ανώτερα επίπεδα διαμορφώνονται με ξύλινα πατώματα, πάνω σε ξύλινες δοκούς. Το σχήμα 1.7 δείχνει παραδείγματα θολωτών οροφών στην Ιταλία.



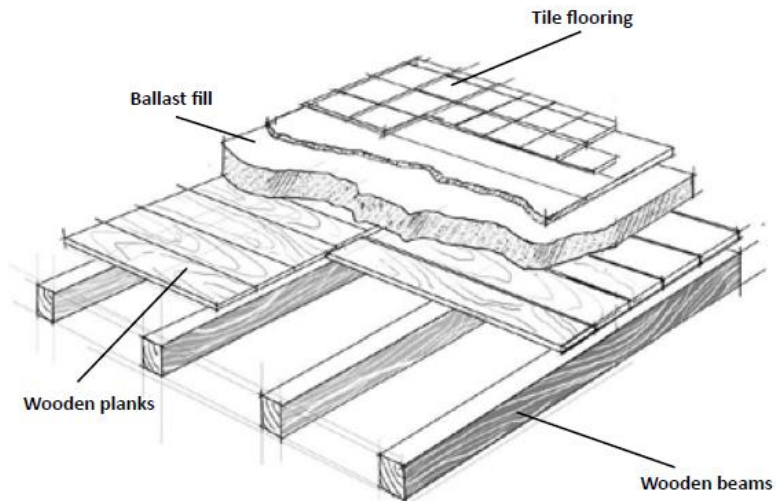
Εικόνα 1.6 Καμαρωτές Κατασκευές



Εικόνα 1.7 Θολωτές κατασκευές στην Ιταλία

Ξύλινοι Δοκοί και Δικτυώματα

Τα ξύλινα δάπεδα στις λιθόκτιστες κατασκευές συνήθως αποτελούνται από ξύλινες δοκούς , οι οποίες καλύπτονται με ξύλινες σανίδες, υλικό πλήρωσης, και πλακίδια δαπέδου, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 1.8. Μια άλλη ,κοινή επίσης , μορφή διάταξης του ξύλινου πατώματος είναι η επικάλυψη των ξύλινων δοκών με σανίδες και λωρίδες μπαμπού (Σχήμα 1.9). Σε περιοχές με θερμό κλίμα , μια παχιά επικάλυψη λάσπης τοποθετείται στην κορυφή της στέγης , προκειμένου να προσφέρει θερμική άνεση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.10. Στις περισσότερες περιπτώσεις, οι ξύλινες δοκοί τοποθετούνται στην κορυφή της περιμετρικής τοιχοποιίας χωρίς κάποια ουσιαστική σύνδεση , με αποτέλεσμα να επηρεάζεται καθολικά η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.



Εικόνα 1.8 Συνήθης κατασκευή πατώματος στην Ιταλία



Εικόνα 1.9 Ξύλινο πάτωμα στο Νεπάλ

1.3. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ & ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ

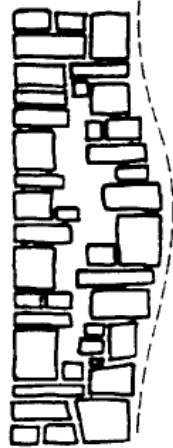
Είναι φανερό ότι οι συνδυασμοί υλικών και τύπων πατωμάτων και στεγών, υλικών και τύπου δόμησης φερουσών τοιχοποιιών, υλικών και μορφής διαζωμάτων και ελκυστήρων, (ή και η απουσία τους) παράγουν μια μεγάλη πολυτυπία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

Στο προηγούμενο κεφάλαιο παρουσιάστηκε επιγραμματικά ο ρόλος των επί μέρους δομικών στοιχείων που συγκροτούν τον φέροντα οργανισμό κτιρίων από τοιχοποιία. Στο παρόν κεφάλαιο θα επιχειρηθεί η σκιαγράφηση της απόκρισης και παθολογίας των κτιρίων υπό κατακόρυφα και ιδιαίτερα υπό οριζόντια σεισμικά φορτία.

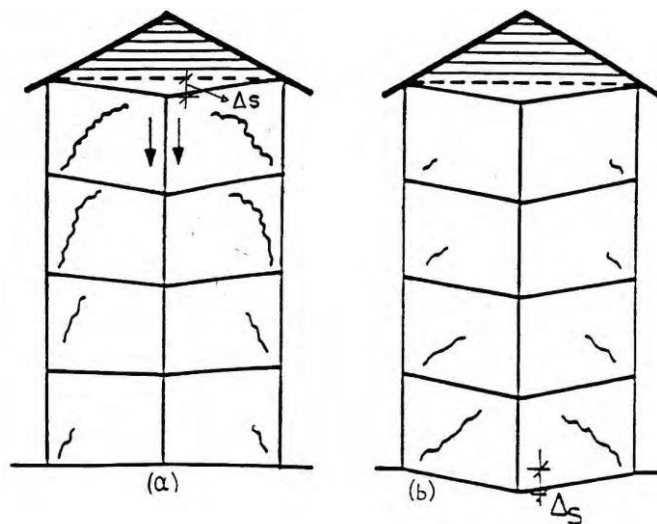
Απόκριση και παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό κατακόρυφα φορτία

- Η μεταβίβαση των ιδίων βαρών του οριζόντιου φέροντα οργανισμού (πατώματα, στέγες) και των κινητών φορτίων στις φέρουσες τοιχοποιίες και από εκεί, μαζί με τα σημαντικά ίδια βάρη των τοίχων, στη θεμελίωση και το έδαφος, είναι συνήθως σαφής και εξασφαλισμένη σε όλους του τύπους κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.
- Τα τυχόν προβλήματα είναι συνήθως περιορισμένα και μπορούν να καταταγούν στις ακόλουθες κατηγορίες:
 - α. Προβλήματα τοπικής ανεπάρκειας λόγω κακού σχεδιασμού (τοπική ρηγμάτωση τοιχοποιίας υπό ισχυρά μοναχικά φορτία ή λόγω αναντιστοιχίας ανοιγμάτων καθ' ύψος).
 - β. Προβλήματα τοπικής ή γενικής ανεπάρκειας από διαφορετικές καθιζήσεις της θεμελίωσης.
 - γ. Προβλήματα τοπικής ανεπάρκειας από επεμβάσεις, διαρρυθμίσεις ή προσθήκες και επέκταση.
 - δ. Προβλήματα τοπικής ή γενικής ανεπάρκειας από προσθήκες καθ' ύψος.
 - ε. Προβλήματα τοπικής ή γενικής ανεπάρκειας από αλλαγή χρήσης (αύξηση κινητών φορτίων).
 - στ. Προβλήματα τοπικής ή γενικής ανεπάρκειας από γήρανση υλικών.
- Οι βλάβες από τα κατακόρυφα φορτία είναι συνήθως των ακόλουθων τύπων :
 - α. Όταν υπάρχει τοπική υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής είτε από κακό σχεδιασμό είτε από συγκέντρωση φορτίου εμφανίζονται, είτε σχεδόν κατακόρυφες ρηγματώσεις που οφείλονται στις εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις οι οποίες αναπτύσσονται σε μονοαξονικά θλιβόμενη τοιχοποιία, είτε, ιδιαίτερα σε περίπτωση τρίστρωτης λιθοδομής, εμφανίζεται κατακόρυφο επίπεδο ρηγμάτωσης – διαχωρισμού κατά το πάχος του τοίχου που εκδηλώνεται με μονόπλευρο είτε αμφίπλευρο φούσκωμα της τοιχοποιίας (Σχ. 1.10).
 - β. Σε περίπτωση διαφορετικών καθιζήσεων εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις μιας διεύθυνσης κατά μήκος της θλιβόμενης – βραχυνόμενης διαγωνίου σε πεσσούς ή δίσκους τοιχοποιίας κατά μήκος του πόδα, των οποίων εκδηλώνεται διαφορετική καθίζηση (Σχ. 1.11b). Οι βλάβες παρουσιάζονται εντονότερες στους χαμηλούς ορόφους.

γ. Σε περίπτωση διαφορετικής βράχυνσης υπό τα κατακόρυφα φορτία σε μεσαίους συνήθως τοίχους, εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις μιας διεύθυνσης στους εγκάρσιους τοίχους, παρόμοιες με αυτές της προηγούμενης περίπτωσης, με τη διαφορά ότι οι βλάβες εμφανίζονται εντονότερες στους ανώτερους ορόφους (Σχ. 1.11a).



Εικόνα 1.10 Μονόπλευρο φούσκωμα τρίστρωτης λιθοδομής με ασύνδετες όψεις υπό κατακόρυφα θλιπτικά φορτία



Εικόνα 1.11 Εικόνα ρηγμάτωσης (a) λόγω διαφορετικής βράχυνσης μεσαίου τοίχου, (b) λόγω διαφορετικής καθίζησης μεσαίου τοίχου

Απόκριση και παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση

- Ενώ η φόρτιση υπό τα κατακόρυφα φορτία ορίζεται με σχετική σαφήνεια, κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει με τη σεισμική φόρτιση. Ακόμη και μετά τις σημαντικότερες απλοποιήσεις της μετάβασης από τη φυσική διέγερση στο φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού του κανονισμού και τη θεώρηση της δράσης του σεισμού κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, είναι γνωστό ότι τόσο το μέγεθος όσο και η κατανομή της σεισμικής τέμνουσας καθ' ύψος (αλλά και μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων κάθε ορόφου) εξαρτάται από τα γεωμετρικά και τα δυναμικά μηχανικά χαρακτηριστικά του φέροντα οργανισμού.

Στην περίπτωση κτιρίων με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία είναι απαραίτητη η θεώρηση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων για μια ικανοποιητική προσομοίωση των τοιχοποιιών, ενώ είναι συνήθως ασθενική η διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων. Καθώς μάλιστα μεγάλο ποσοστό της μάζας είναι διανεμημένο επιφανειακά στους τοίχους, απέχει πολύ από την πραγματικότητα η συγκέντρωση των μαζών στις στάθμες των ορόφων. Αυτά τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά αυξάνουν υπερβολικά το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης που απαιτούνται ώστε να ενεργοποιηθεί ένα μεγάλο ποσοστό της μάζας του κτιρίου, με αποτέλεσμα η δυναμική προσέγγιση του προβλήματος να γίνεται δύσκολη.

Οι παραπάνω παρατηρήσεις σε συνδυασμό με την πολυμορφία και πολυτυπία των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία αλλά και τη δυσκολία εκτίμησης των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών, περιορίζουν την ακρίβεια προσομοίωσης του φέροντα οργανισμού. Έτσι η σκιαγράφηση της απόκρισης των κτιρίων υπό οριζόντια σεισμικά φορτία είναι δυνατή μόνο σε ακραίες περιπτώσεις, όπως οι ακόλουθες:

α. Πατώματα και δώμα υψηλής διαφραγματικής λειτουργίας (π.χ. πλάκες Ο/Σ) – Τοιχοποιία υψηλών αντοχών με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα: Γενικά ικανοποιητική συμπεριφορά υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση.

- Σαφής διαφραγματική λειτουργία του στατικού μοντέλου.

- Εφαρμογή στις στάθμες των πλακών των μαζών που αντιστοιχούν στα μόνιμα και κινητά φορτία των πατωμάτων (οι μάζες αυτές αποτελούν σχετικά σημαντικό ποσοστό της συνολικής μάζας του κτιρίου λόγω μικρού σχετικά πάχους και βάρους των φερουσών τοιχοποιιών).

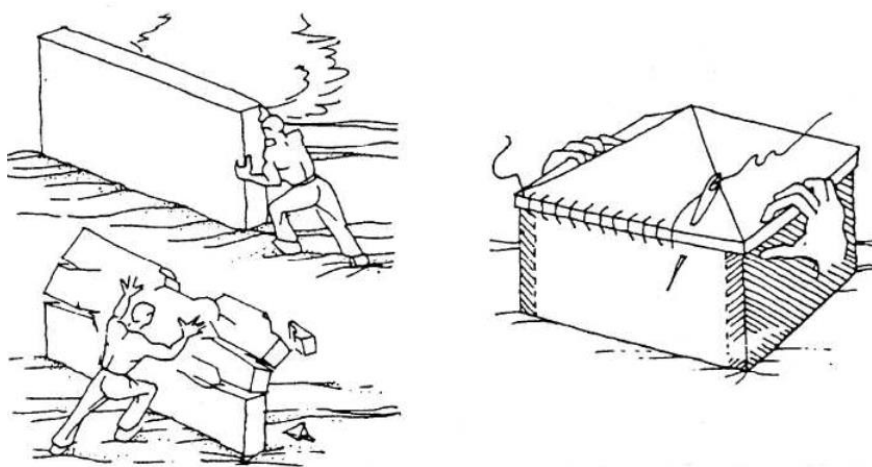
- Διανομή της μάζας των τοιχοποιιών σε όλους τους κόμβους των επιφανειακών στοιχείων.
 - Η σεισμική τέμνουσα κατανέμεται από τα διαφράγματα στα κατακόρυφα στοιχεία κάθε ορόφου ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, με αποτέλεσμα να συγκεντρώνεται κυρίως στους τοίχους που διήκουν κατά τη διεύθυνση του σεισμού.
 - Η ύπαρξη διαζωμάτων και ελκυστήρων αποτρέπει την αποκόλληση των τοίχων καθ' ύψος κατακόρυφων ακμών σε γωνίες τύπου Γ ή T.
 - Η ύπαρξη διαζωμάτων ανακουφίζει την καταπόνηση των τοίχων για σεισμό κάθετα στο επίπεδό τους, με αποτέλεσμα να προκύπτει συνήθως κρίσιμη η καταπόνηση των τοίχων και πεσσών για σεισμό μέσα στο επίπεδό τους (λειτουργία δίσκου – σχετικά υψηλή αντοχή τοιχοποιίας).
 - Σε περιπτώσεις μεγάλου σχετικά ύψους ορόφων και μεγάλων σχετικά αποστάσεων των εγκάρσιων φερόντων τοίχων, είναι πιθανόν να αποδειχθεί κρίσιμη η καταπόνηση μερικών επιμηκών τοίχων σε κάμψη εκτός του επιπέδου τους.
- β. Πατώματα και δώματα χαμηλής διαφραγματικής δυσκαμψίας (π.χ. ξύλινα πατώματα και στέγη) – Παχείς τοίχοι χαμηλής αντοχής χωρίς διαζώματα ή ελκυστήρες: Γενικά ανεπαρκής συμπεριφορά υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση.
- Απουσία διαφραγματικής λειτουργίας.
 - Συνήθως παραλείπονται τελείως τα πατώματα κατά τη διαμόρφωση του στατικού μοντέλου.
 - Διανομή της μάζας των τοιχοποιιών σε όλους τους κόμβους των επιφανειακών στοιχείων (οι μάζες αυτές αποτελούν πολύ μεγάλο ποσοστό του συνόλου λόγω του μεγάλου πάχους και βάρους των φερουσών τοιχοποιιών).
 - Εφαρμογή στους κόμβους των τοιχοποιιών, που βρίσκονται στις στάθμες των ορόφων, των μαζών των πατωμάτων, που αντιστοιχούν στα μόνιμα και κινητά φορτία του οριζόντιου φέροντα οργανισμού.
 - Κρίσιμη προκύπτει η καταπόνηση των τοίχων για σεισμό κάθετα στο επίπεδό τους (κάμψη εκτός επιπέδου – πολύ χαμηλή αντοχή τοιχοποιίας).
 - Αναμένεται πρόωρη αποκόλληση των διασταυρούμενων τοίχων λόγω απουσίας διαζωμάτων και ελκυστήρων και ανεξάρτητη απόκρισή τους ως ελεύθερων προβόλων με ιδιαίτερα δυσμενή αποτελέσματα.
- Πρέπει να σημειωθεί ότι η μεγάλη πλειοψηφία των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία βρίσκεται συνήθως μεταξύ των δύο ακραίων προηγούμενων περιπτώσεων, με

αποτέλεσμα να είναι δύσκολη τόσο η προσομοίωση και ανάλυση τους όσο και η σαφής πρόγνωση της απόκρισής τους υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση.

Αναλύοντας τις σεισμικές βλάβες στην τοιχοποιία, είναι δυνατόν να υπογραμμίσουμε, πως για διαφορετικά δομικά χαρακτηριστικά και διαφορετικές τυπολογίες της κάτοψης, αντιστοιχούν διαφορετικές καθολικές δομικές συμπεριφορές.

Παρ'όλα αυτά, σε κάθε περίπτωση, οι τυπικές βλάβες της λιθοδομής μπορούν να χωριστούν σε δύο θεμελιώδεις μηχανισμούς κατάρρευσης: τους λεγόμενους μηχανισμούς του πρώτου και του δεύτερου τύπου, που ορίστηκαν από τον Giuffrè το 1993.

- Οι μηχανισμοί πρώτου τύπου σχετίζονται με την κατάρρευση που αφορά την εκτός-επιπέδου συμπεριφορά των τοίχων, δηλαδή καμπτικές παραμορφώσεις και λικνισμούς, όπως παρουσιάζονται απλοϊκά αλλά εύστοχα στο κάτω αριστερό μέρος της εικόνας 1.12.
- Αντίθετα όσον αφορά τους μηχανισμούς δεύτερου τύπου (επάνω αριστερά μέρος της εικόνας) σχετίζονται με τη εντός επιπέδου συμπεριφορά της τοιχοποιίας, που δημιουργεί διατμητικές και καμπτικές παραμορφώσεις.



Εικόνα 1.12 Η εξιδανίκευση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας

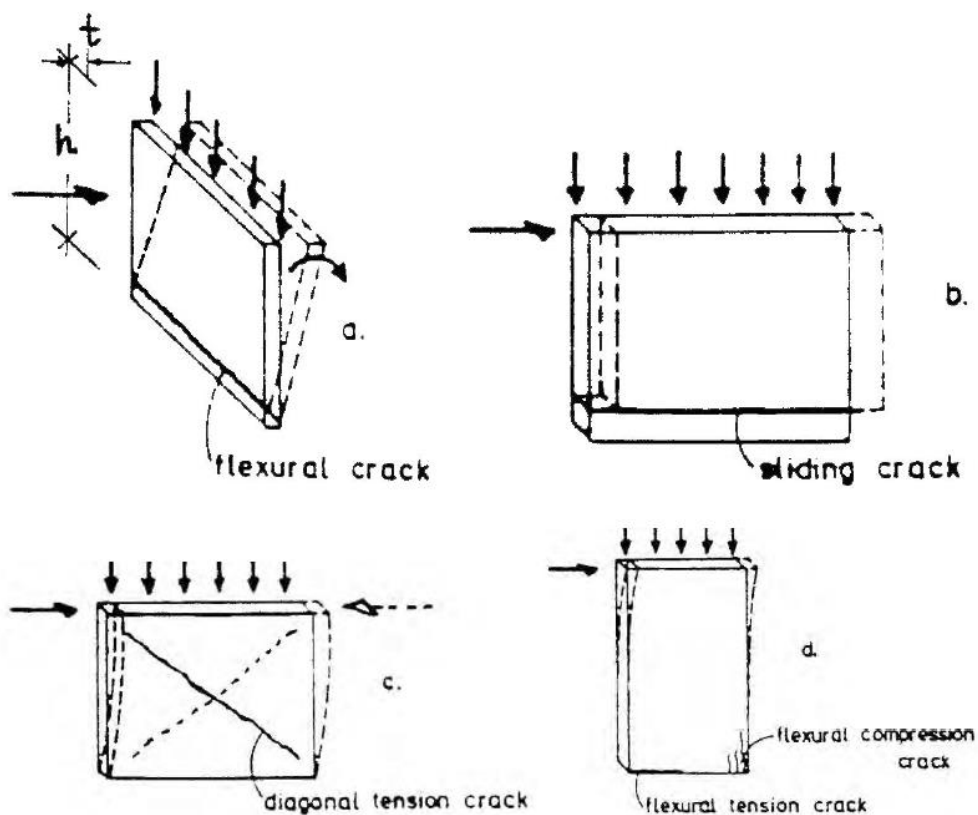
Με βάση την ανάλυση της συμπεριφοράς του τυπικού μονώροφου κτιρίου που προηγήθηκε παρουσιάζονται στο Σχ. 1.13 οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας ενός μεμονωμένου τοίχου ή πεσσού:

- Ο τοίχος πρόβολος εμφανίζεται ιδιαίτερα ασθενής έναντι σεισμικής ώθησης κάθετα στο επίπεδό του (Σχ. 1.13a). Αντιστέκεται στις αδρανειακές δυνάμεις κυρίως με το βάρος του και την αμελητέα καμπτική αντοχή της διατομής της βάσης του. Έτσι, ο τοίχος ανατρέπεται υπό στατικό σεισμικό συντελεστή που κυμαίνεται από $\varepsilon = t/2h$

έως $\varepsilon = t/h$, εάν η σεισμική τέμνουσα εφαρμόζεται στη στέψη ή το κέντρο βάρους του αντίστοιχα.

- Σε περίπτωση που ο τοίχος-πρόβολος καταπονείται εντός του επιπέδου του, η αντίστασή του είναι πολύ μεγαλύτερη καθώς λειτουργεί ως δίσκος (shear wall). Υπάρχουν διάφορες μορφές αστοχίας ενός τέτοιου τοίχου που εξαρτώνται από τη γεωμετρία, τη σχέση κατακόρυφου και οριζόντιου φορτίου και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας:

- i. Ολίσθηση ή καθαρή διατμητική αστοχία κατά μήκος ενός οριζόντιου αρμού (Σχ.1.13b).
- ii. Διαγώνια ρηγμάτωση από λοξές κύριες εφελκυστικές τάσεις είτε με τεθλασμένη αποκόλληση-ολίσθηση κατακόρυφων και οριζόντιων αρμών είτε και με ρηγμάτωση πλίνθων ή λίθων (Σχ.1.13c).
- iii. Καμπτική αστοχία από συντριβή (πυκνά σχεδόν κατακόρυφα ρήγματα και εγκάρσια διάρρηξη) της θλιβόμενης γωνίας της βάσης αμέσως μετά την οριζόντια ρηγμάτωση κατά μήκος της εφελκυστικής ζώνης (Σχ. 1.13d).



Εικόνα 1.13 Μηχανισμοί αστοχίας ενός μεμονωμένου τοίχου-προβόλου. (a) Σεισμική τέμνουσα εκτός επιπέδου, (b), (c), (d) Σεισμική τέμνουσα εντός επιπέδου

Ασφαλώς η συμπεριφορά και απόκριση ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία είναι πολύ πιο σύνθετη από αυτή ενός μεμονωμένου τοίχου χωρίς ανοίγματα. Στο Σχ. 1.14 φαίνονται οι τυπικές μορφές ρηγματώσεων που εμφανίζονται σε ένα τυπικό όροφο κτιρίου με ικανοποιητικά οριζόντια διαζώματα .

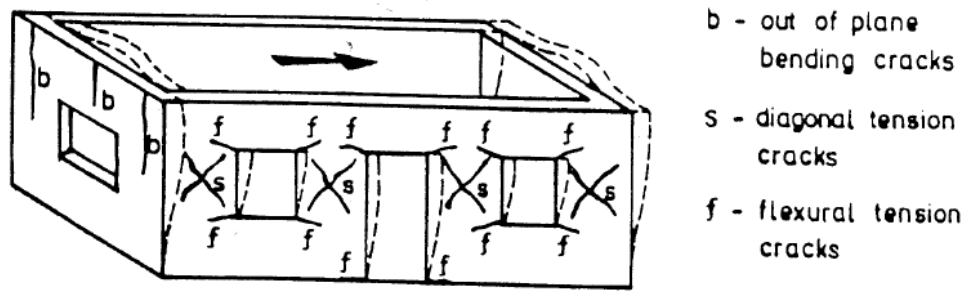
- Σε τοίχους κάθετα στη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης εμφανίζονται, λόγω ανεπαρκούς διαφραγματικής λειτουργίας ρωγμές τύπου b από κάμψη εκτός επιπέδου. Σε περίπτωση ανεπαρκούς σύνδεσης στις ακμές με τους εγκάρσιους τοίχους, οι ρωγμές αυτές οδηγούν σε αποκόλληση των τοίχων και αστοχία τους σύμφωνα με το Σχ. 1.13a.

- Σε τοίχους κατά τη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης, οι πεσσοί μεταξύ των ανοιγμάτων είναι συνήθως πιο εύκαμπτοι από τις ζώνες τοιχοποιίας πάνω και κάτω από τα παράθυρα. Έτσι, ουσιαστικά οι παραμορφώσεις εμφανίζονται εντονότερες στους πεσσούς. Στις διατομές πόδα και κεφαλής των πεσσών εμφανίζονται οι ισχυρότερες ορθές (θλιπτικές και εφελκυστικές) τάσεις, ενώ η σταθερή καθ' ύψος του πεσσού τέμνουσα δύναμη προκαλεί τις μέγιστες διατμητικές τάσεις περί το κέντρο του. Η υπέρβαση της χαμηλής καμπτικής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας προκαλεί τις καμπτικές ρωγμές τύπου f (flexure), ενώ η υπέρβαση της λοξής εφελκυστικής αντοχής υπό τις κύριες ορθές τάσεις στο σώμα του πεσσού προκαλεί τις λοξές χιαστί καμπτοδιατμητικές ρωγμές τύπου s (shear).

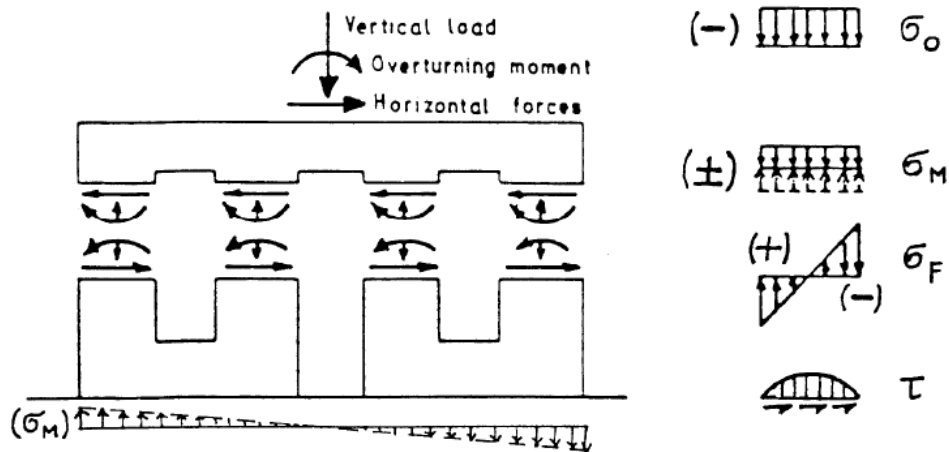
- Τελικά οι πεσσοί, ανάλογα με τη γεωμετρία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, αστοχούν είτε από χιαστί καμπτοδιατμητικά ρήγματα, είτε από υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής στα άκρα της κεφαλής ή της βάσης τους μετά από διαδοχικούς κύκλους επέκτασης των ρηγμάτων τύπου f.

- Η ιδεατή κατανομή τάσεων στους πεσσούς φαίνεται στο Σχ. 1.15, όπου:
σο : θλιπτικές τάσεις από τα κατακόρυφα φορτία
σM : θλιπτικές ή εφελκυστικές τάσεις από τη γενική ροπή ανατροπής
σF : θλιπτικές – εφελκυστικές τάσεις από κάμψη κάθε πεσσού
τ : διατμητικές τάσεις στους πεσσούς
- Στην περίπτωση ενός δώροφου κτιρίου με εύκαμπτα ξύλινα πατώματα χωρίς οριζόντια διαζώματα στο επίπεδο των ορόφων και με σχετικά αραιά ανοίγματα (Σχ. 1.16), οι ζώνες σύζευξης μεταξύ δύο επάλληλων ανοιγμάτων που συνδέουν τους ισχυρούς πεσσούς-προβόλους είναι σχετικά οι πλέον ευαίσθητες περιοχές και καταπονούνται, σε συνδυασμό κάμψης και διάτμησης. Οι ζώνες αυτές αστοχούν

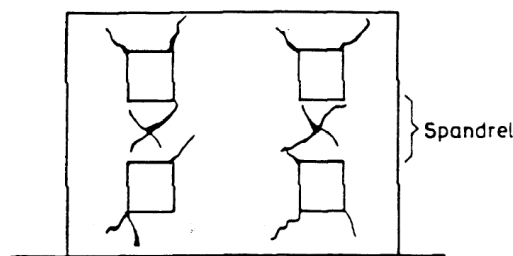
συνήθως με χιαστί καμπτοδιαμητικά ρήγματα πριν από την αστοχία των πεσσών. Η αστοχία των ζωνών αυτών προκαλεί απώλεια στήριξης των πατωμάτων. Η πρόωγη αστοχία των ζωνών σύζευξης μπορεί να αποτραπεί είτε από άκαμπτα διαφράγματα (π.χ. πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος), είτε από ισχυρά διαζώματα στα επίπεδα των πατωμάτων.



Εικόνα 1.14 Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε τυπικό όροφο κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία

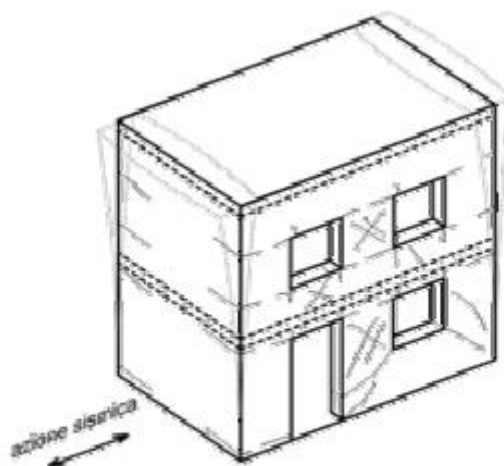


Εικόνα 1.15 Ιδεατή κατανομή εξωτερικών δράσεων, φορτίων διατομής και τάσεων σε επίπεδο τοίχου υπό σεισμική καταπόνηση



Εικόνα 1.16 Μηχανισμός αστοχίας στις ζώνες σύζευξης πεσσών ενός διώροφου τοίχου χωρίς διαζώματα ή άκαμπτα διαφράγματα στις στάθμες των ορόφων

Υπό τη σεισμική διέγερση, ο τρόπος κατάρρευσης της κατασκευής εξαρτάται από την καθολική συμπεριφορά του κτιρίου, που προφανώς επηρεάζεται από κατασκευαστικά χαρακτηριστικά και την μορφή (σχήμα) του φορέα. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η συμπεριφορά του κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία, στο οποίο η σύνδεση μεταξύ πατωμάτων και τοιχωμάτων έχει ως συνέπεια την αποφυγή της εκτός επιπέδου κατάρρευσης των τοίχων.

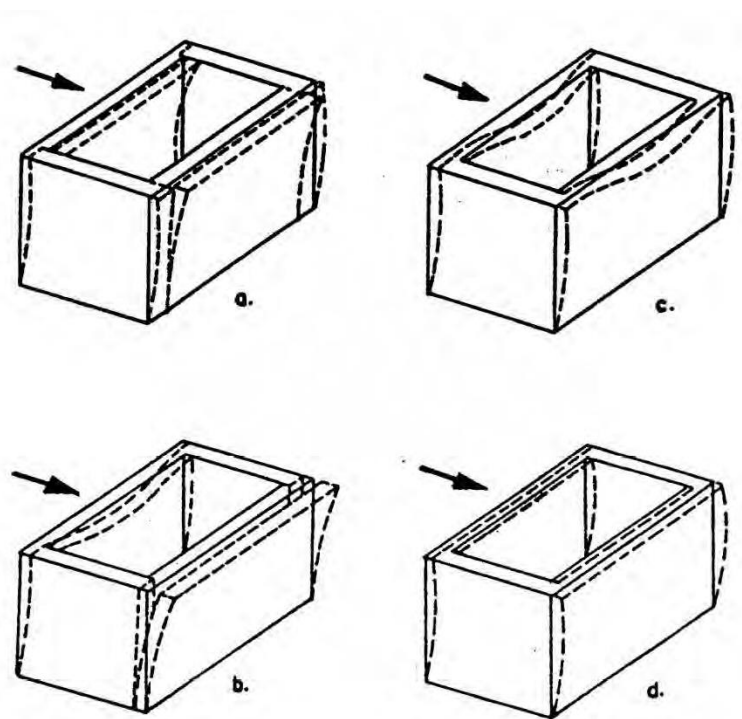


Εικόνα 1.17 Συμπεριφορά λιθόκτιστης κατασκευής υπό σεισμική διέγερση

Ελλείψεις στη σύνδεση μεταξύ των ορθογώνιων τοίχων και μεταξύ των τοίχων και των δαπέδων έχουν ως επίδραση την αδυναμία ανάπτυξης, κατά τη διάρκεια των σεισμών, μιας καθολικής απόκρισης της κατασκευής, που εξαναγκάζει τα διάφορα μέρη να συνεργάζονται μεταξύ τους και που διαμοιράζει μεταξύ τους την προκαλούμενη μετακίνηση. Στην περίπτωση αυτή, αναπτύσσεται, ένας ανεξάρτητος μηχανισμός δυναμικής απόκρισης των τοιχωμάτων, με περιορισμένη σύνδεση μεταξύ του τοίχου και του υπόλοιπο κτιρίου. Η σεισμική συμπεριφορά των τοίχων, αφορά κυρίως την εκτός επιπέδου αστοχία, η οποία καταδεικνύει μεγάλη ευπάθεια στην ανάπτυξη των μηχανισμών του πρώτου τύπου κατάρρευσης. Η καλή σύνδεση, λοιπόν, των τμημάτων της κατασκευής, οδηγεί στη μεταξύ τους συνεργασία κατά τη σεισμική διέγερση, έτσι ώστε η πιθανότητα να αστοχήσει η κατασκευή με βάση τον πρώτο μηχανισμό κατάρρευσης είναι πολύ χαμηλή, οπότε προφανώς η αντοχή των τοίχων στην εντός επίπεδου φόρτιση θα είναι πιο υψηλή. Ως εκ τούτου, η δομική αντίληψη των κτιρίων πρέπει να είναι παρόμοια με ένα «κλειστό κουτί», όπου οι τοίχοι τοποθετούνται κατά μήκος τουλάχιστον δύο ορθογώνιων κατευθύνσεων και έχουν ένα καλό επίπεδο συνδέσεων τόσο μεταξύ τους, όσο και ανάμεσα σε αυτούς

και τα δάπεδα. Με αυτή την δομική διαμόρφωση η εντός επιπέδου δυσκαμψία των ορόφων αναλαμβάνει έναν θεμελιώδη ρόλο στη δυναμική απόκριση της κατασκευής : δάπεδα με πολύ υψηλή δυσκαμψία μοιράζουν τις δυνάμεις μεταξύ των τοιχωμάτων σαν συνάρτηση της δυσκαμψίας τους και της θέσης τους στο επίπεδο, έτσι ώστε η πραγματοποίηση της συμπεριφοράς «κουτιού» ,κάνει δυνατό τον ορισμό μιας «ευπάθειας», χαρακτηριστικής για όλο το κτίριο, η οποία εξαρτάται από την σεισμική απόκριση του συνόλου του φορέα, που διέπεται από την εντός επιπέδου απόκριση των τοιχωμάτων και από τον διαχωρισμό των δυνάμεων όπως γίνεται από τα πατώματα.

Στην ακόλουθη εικόνα (1.18) απεικονίζεται η επίδραση του επιπέδου σύνδεσης μεταξύ των τοιχίων και η δυσκαμψία του δαπέδου: στα αριστερά αναπαρίσταται η συμπεριφορά με εύκαμπτο δάπεδο και χωρίς σύνδεση μεταξύ των ορθογώνιων τοίχων, στο κέντρο με εύκαμπτο πάτωμα αλλά με περιμετρικά δοκάρια στους τοίχους, και στα δεξιά με άκαμπτο δάπεδο και περιμετρικές δοκούς.



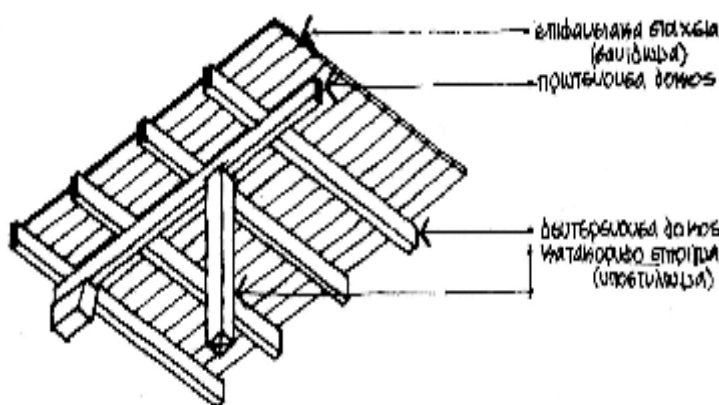
Εικόνα 1.18 Τυπικές μορφές απόκρισης κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας υπό σεισμική καταπόνηση. (α) και (β): Απουσία διαφράγματος ή διαζωμάτων, (c): Φέροντες τοίχοι με κορυφαίο διάζωμα, (d): Φέροντες τοίχοι με διάφραγμα στο επίπεδο της στέψης τους

Οι περιπτώσεις (α) και (β) αντιστοιχούν σε πλήρη απουσία διαφράγματος και διαζωμάτων με αποτέλεσμα οι τοίχοι να είναι ασύνδετοι και μετά τον αποχωρισμό τους να λειτουργούν ανεξάρτητα (κρίσιμη η εκτός επιπέδου καμπτική λειτουργία των τοίχων που είναι κάθετοι στη διεύθυνση του σεισμού). Στην περίπτωση (γ) υπάρχει περιμετρικό διάζωμα αλλά όχι διάφραγμα στη στέψη των τοιχοποιιών. Υπό σεισμική καταπόνηση συνήθως αποφεύγεται ο αποχωρισμός των τοίχων στις γωνίες, αλλά η σχετικά μικρή εγκάρσια δυσκαμψία του διαζώματος δεν μπορεί να αποτρέψει την τοπικά έντονη εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού (λειτουργία τριέριστης πλάκας σε κατακόρυφο επίπεδο). Στην περίπτωση (δ) υπάρχει πλήρης διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο της στέψης των τοίχων, η οποία εξασφαλίζει τη μεταφορά και ανάληψη του συνόλου σχεδόν της σεισμικής τέμνουσας από τους τοίχους κατά τη διεύθυνση του σεισμού (λειτουργία κουτιού – υψηλή αντοχή τοιχοποιίας).

1.4. ΣΥΝΗΘΗ ΞΥΛΙΝΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ

Το ξύλινο πάτωμα ήταν από την αρχαιότητα ένα από τους πιο κοινούς τύπους διαφράγματος και αυτό οφείλεται κυρίως στο χαμηλό βάρος και την εργασιμότητα του. Τον τελευταίο αιώνα, βέβαια, η χρήση του στην κατασκευή οριζόντιων στοιχείων, έχει μειωθεί αισθητά, κυρίως λόγω της εξάπλωσης πιο σύγχρονων τεχνικών και υλικών, όπως το οπλισμένο σκυρόδεμα. Ένα ξύλινο πάτωμα αποτελείται γενικά από δύο στοιχεία, τον σκελετό από δοκάρια και το κατάστρωμα, τα οποία παρουσιάζουν ποικιλομορφία τόσο στη μορφή τους όσο και στις λειτουργίες που πραγματοποιούνται στο εσωτερικό της πλάκας.

- Ο σκελετός από δοκάρια, που αποτελείται από μία ή περισσότερες σειρές δοκών, οι οποίες διατάσσονται μεταξύ τους ορθογώνια (πρωτεύουσες δοκοί και δευτερεύουσες δοκοί), έχει τη λειτουργία της απορρόφησης των κατακόρυφων τάσεων που προέρχονται τόσο από το βάρος του καταστρώματος, όσο και από κάθετα χωρίσματα και μεταβλητά φορτία.
- Το κατάστρωμα, αποτελείται στην από οριζόντια επιφανειακά στοιχεία, όπως σανίδες από το ίδιο ξύλο κατασκευής του σκελετού ή βιομηχανοποιημένες πλάκες, όπως το κόντρα πλακέ (plywood), τα οποία καρφώνονται πάνω στα δοκάρια του σκελετού. Το κατάστρωμα απορροφά τα κατακόρυφα φορτία που έρχονται σε άμεση επαφή με αυτό ενώ συνδράμουν στο να γίνει και ο σκελετός πιο άκαμπτος μεταφέροντας τις οριζόντιες δυνάμεις προς τα κατακόρυφα στοιχεία της δομής.



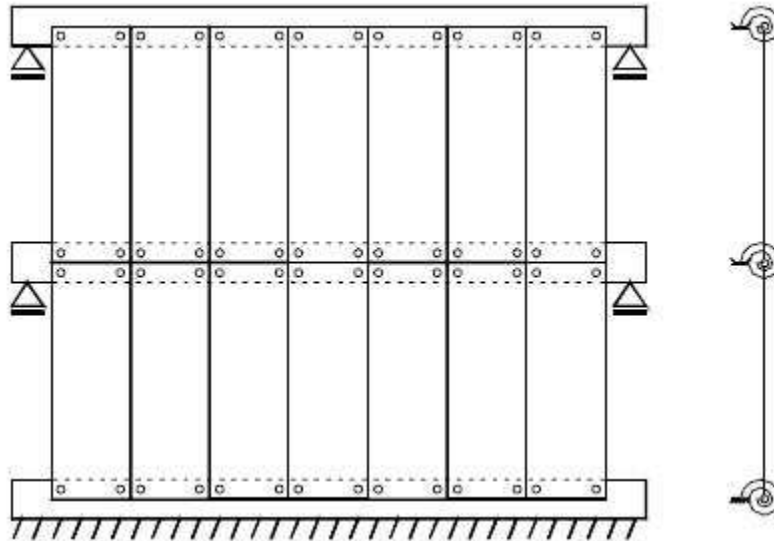
Εικόνα 1.19 Αξονομετρικό σκαρίφημα πατώματος με ξύλινο σκελετό και σανίδωμα για επικάλυψη

1.4.1. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ

Στην περίπτωση των σεισμικών φαινομένων η πλάκα έχει το έργο της μεταφοράς των δυνάμεων αδρανείας προς τα κάθετα φέροντα στοιχεία και προκειμένου να αξιολογήσουμε τις τάσεις που μεταδίδονται είναι θεμελιώδους σημασίας να γνωρίζουμε την πραγματική δυσκαμψία του επιπέδου. Βελτίωση της απόκρισης του διαφράγματος στον σεισμό ,πρόκειται να αυξήσει τόσο την αντοχή του όσο και την δυσκαμψία του εντός επιπέδου, και για να γίνει αυτό, είναι δυνατόν να παρέμβουμε , είτε με παραδοσιακές τεχνικές είτε κάνοντας χρήση προηγμένων σύνθετων υλικών. Οι παραπάνω παρεμβάσεις θα έχουν ως αποτέλεσμα επίσης να ενισχυθεί η συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

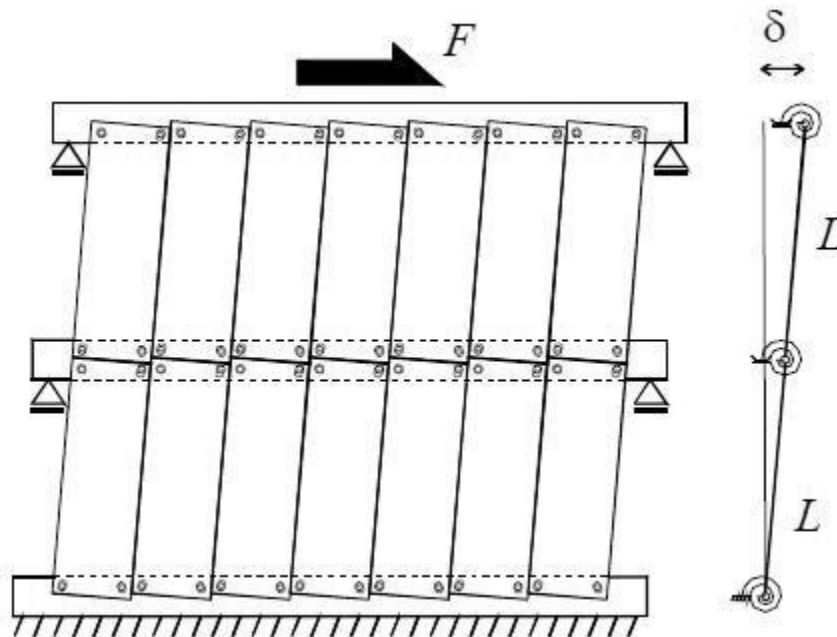
Ωστόσο, είναι σημαντικό να τονίσουμε ότι η κατασκευή ενός δύσκαμπτου σχετικά δαπέδου δεν είναι από μόνη της αρκετή για να εξασφαλίσει το κτίριο ως σύνολο μια καλή συμπεριφορά σεισμικά. Ένα κτίριο θα πρέπει στην πραγματικότητα να θεωρηθεί ως ένα σύνολο τρισδιάστατων συστημάτων (φέροντες τοίχοι, αντιστήριξης ,κτλπ) καλά συνδεδεμένων μεταξύ τους, έτσι ώστε να είναι σε θέση να εξασφαλίσει την αποτελεσματική κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων που δημιουργούνται κατά τη διάρκεια εκδήλωσης του σεισμού. Αυτή είναι και η ουσία της καλής διαφραγματικής λειτουργίας , που οδηγεί ολόκληρη την κατασκευή , να συμπεριφερθεί σαν κουτί , κάτι που επιτρέπει στις σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της πλάκας, η οποία πρέπει να είναι επαρκώς άκαμπτη στο επίπεδο της, να αναληφθούν από τους τοίχους εκείνους παράλληλα με τη σεισμική δράση. Οι κάθετοι τοίχοι μεταδίδουν τις δυνάμεις τόσο στο πάτωμα όσο και στους τοίχους παράλληλα με το σεισμό, ώστε να προκαλείται σημαντική μείωση των καμπτικών τάσεων.

Η ανάλυση της συμπεριφοράς ενός πατώματος δεν είναι εύκολη, κυρίως λόγω του υψηλού βαθμού αποσύνδεσης των περιορισμών που συνδέουν τα διάφορα μέρη του καταστρώματος και για να αναλύσουμε το πρόβλημα, γίνεται αναφορά σε ένα απλοποιημένο μοντέλο της πλάκας που έχει ένα μονό στρώμα από σανίδες, που συνδέονται με τις δοκούς με βίδες ή καρφιά.



Εικόνα 1.20 Απλό ξύλινο πάτωμα

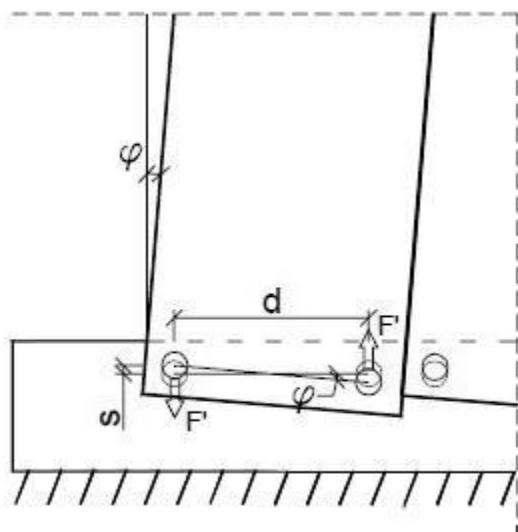
Προκειμένου να προσομοιώσουμε τις τάσεις που ενεργούν επί της πλάκας δαπέδου, δεσμεύουμε τις οριζόντιες μετατοπίσεις κατά μήκος μιας πλευράς προς την αντίθετη πλευρά και επιβάλλουμε μια παράλληλη μετατόπιση στην κατεύθυνση της ίδιας πλευράς, όπως περιγράφεται στο σχ. 1.21.



Εικόνα 1.21 Φόρτιση Διαφράγματος

Με αυτό το σχηματισμό και με την παραδοχή ότι για μικρές μετατοπίσεις δεν συμβαίνουν φαινόμενα αλληλοδιείσδυσης μεταξύ των σανίδων, η μόνη μορφή αντίστασης που εμποδίζει την παραμόρφωση προέρχεται από τις συνδέσεις που συνδέουν τις σανίδες στις δοκούς. Κάθε πλάκα μπορεί να τότε να προσομοιωθεί ως μια ράβδος με αρθρώσεις στη θέση των δοκών και δεσμευμένη στο άκρο μέσω ενός

ελατήριου ελαστικά αποδίδοντας την περιστροφή γύρω από έναν παράλληλο ,προς το επίπεδο του δαπέδου, άξονα. Με την υπόθεση της μη-παραμόρφωσης των σανίδων και γνωρίζοντας ορισμένες γεωμετρικές παραμέτρους και μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών που αποτελούν μέρος του προτύπου, φαίνεται να είναι δυνατόν να εκτιμηθεί η στρωφική δυσκαμψία των ελατηρίων στην κορυφή της κάθε σανίδας της γεωμετρικής κατασκευής όπως απεικονίζεται στο σχήμα 1.21.



Εικόνα 1.21 Ζεύγος συνδέσεων σανίδας-δοκούκ

Η ολίσθηση s της σύνδεσης που παράγεται ως αποτέλεσμα μιας περιστροφής φ του πατώματος δίνεται από τη σχέση:

$$s = \frac{d}{2} \times \varphi = \frac{F'}{k}$$

Όπου η k εξαρτάται από τον τύπο της σύνδεσης και της πυκνότητας του ξύλου. Αναλύοντας τη ροπή M' του ζεύγους των δυνάμεων έντασης F' που κινητοποιούνται λόγω της ολίσθησης των συνδέσεων, είναι δυνατό να προσδιοριστεί η στρωφική ακαμψία k_φ :

$$M' = F' \times d = \left(\frac{d^2}{2} k \right) \times \varphi = k_\varphi \times \varphi$$

Χρησιμοποιώντας την αρχή των δυνατών έργων, είναι δυνατόν να εκφράσουμε τη σχέση μεταξύ της διατμητικής δύναμης του επιπέδου F και της μετατόπισης του επιπέδου δ :

$$F' \times \delta = 2 \times \sum k_{\varphi} \times \varphi^2$$

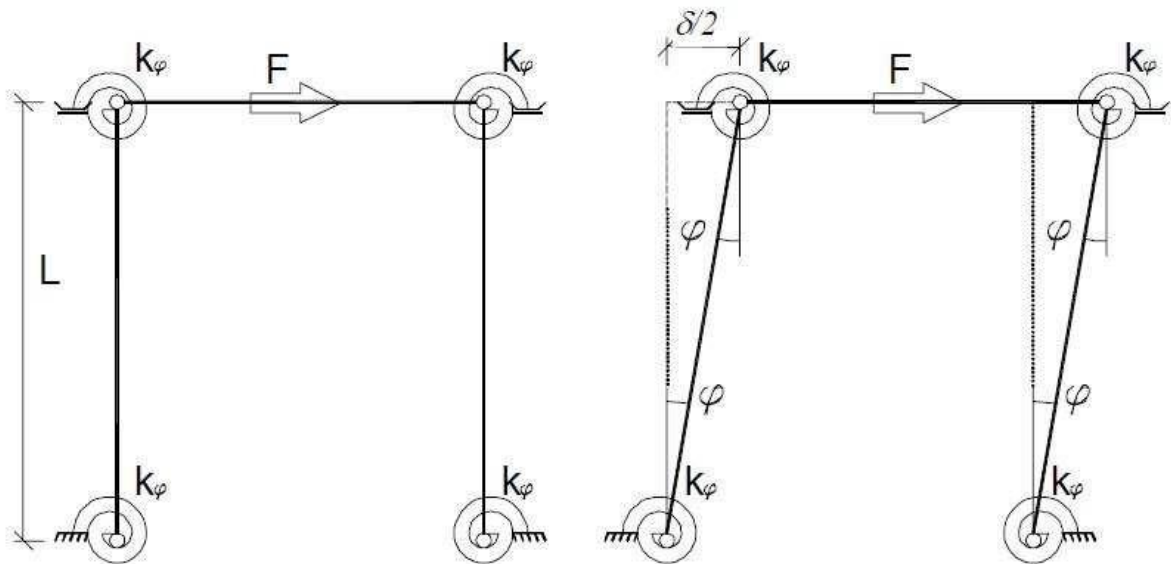
Εάν L είναι η πλευρά του πατώματος, τότε η στρόφη υπολογίζεται ως:

$$\varphi = \frac{\delta}{L}$$

από την οποία προκύπτει:

$$F = \left(\frac{2 \times \sum k_{\varphi}}{L^2} \right) \times \delta = k_{tot} \times \delta$$

Όπου k_{tot} είναι η συνολική δυσκαμψία του δαπέδου, που μπορεί να αξιοποιηθεί ως εργαλείο για την εκτίμηση της συμβολής μιας παρέμβασης, χρησιμοποιώντας το υπολογιστικό μοντέλο που προτείνεται στην Εικ 1.22.



Εικόνα 1.22 Παραμορφωμένος φορέας

1.4.2. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

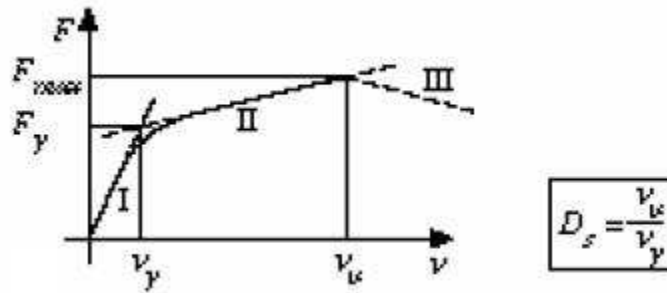
Είναι ευρέως αποδεκτό ότι μια κατασκευή με συνδέσμους με πλαστική συμπεριφορά και δυνατότητα απόσβεσης της ενέργειας, αν σχεδιαστεί σωστά, είναι σε θέση να αντισταθεί σε σεισμικές δράσεις, μεγαλύτερης έντασης από την ίδια κατασκευή με άκαμπτες αρθρώσεις.

Ειδικότερα στην περίπτωση των ξύλινων δομικών στοιχείων, είναι απαραίτητο να λάβουμε υπόψη μας και άλλες πτυχές. Υπό την επίδραση μίας ανακυκλιζόμενης φόρτισης, τα ξύλινα στοιχεία εμφανίζουν γενικά μια συμπεριφορά γραμμική ελαστική που καταλήγει στην θραύση, όπως διαπιστώθηκε προηγουμένως ως ψαθυρού τύπου, κυρίως λόγω των φυσικών ελαττωμάτων που παρουσιάζει το ξύλο ως δομικό υλικό και επειδή το ξύλο παρουσιάζει μικρή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Ακόμη και οι συγκολλήσεις δείχνουν μια γραμμική ελαστική συμπεριφορά η οποία δεν συμβάλλει ούτε στην πλαστική συμπεριφορά της κατασκευής ούτε στην απορρόφηση της ενέργειας. Αυτό σημαίνει ότι μια ξύλινη κατασκευή που αποτελείται από συγκολλήσεις και συγκολλητά στοιχεία τέλεια συνδεδεμένα, θα πρέπει να ταξινομείται ως μη-απορροφητική χωρίς οποιοδήποτε είδος της πλαστικής συμπεριφοράς.

Ωστόσο, η πλαστικότητα και η ικανότητα απόσβεσης της ενέργειας μπορεί να επιτευχθεί μέσω ημι-άκαμπτων συνδέσεων (όπως συμβαίνει για πολλές μηχανικές συνδέσεις) και όχι "άκαμπτων" (όπως οι συγκολλήσεις). Ως εκ τούτου, μία κατασκευή με αρθρώσεις και επαρκή στοιχεία μηχανικής σύνδεσης μπορεί να αναπτύξει πλαστική συμπεριφορά.

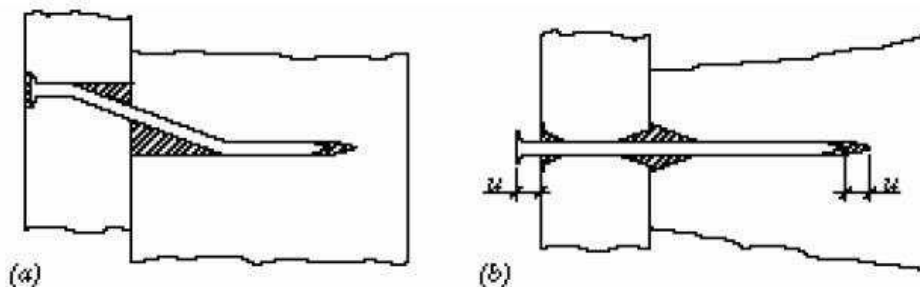
Οι μηχανικές αρθρώσεις γενικά εμφανίζουν μια αξιοσημείωτη πλαστική συμπεριφορά, όσο πληρούν τις συνήθεις απαιτήσεις όσον αφορά τις αποστάσεις από τα άκρα και τις αιχμές. Αυτό οφείλεται στον σχεδιασμό του ξύλου, σε συνδυασμό με την πλαστικότητα και την ικανότητα διάχυσης της ενέργειας που φέρουν τα μεταλλικά στοιχεία.

- Το διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης από μία μονοτονική φόρτιση χαρακτηρίζεται από μια αρκετά απότομη αρχική κλίση (Σχήμα 1.23) και μόλις ξεπεραστεί το ελαστικό όριο του υλικού από το οποίο είναι κατασκευασμένο το συνδετικό στοιχείο ή / και την φέρουσα ικανότητα του ξύλου, η κλίση του φορτίου αρχίζει να μειώνεται μέχρι που καταλήγει οριζόντια, δηλαδή την επίτευξη της οριακής τιμής της αντίστασης F_{max} , της ένωσης. Το τμήμα αυτό ακολουθείται από μια πτωτική τάση που υποδεικνύει ότι η σύνδεση έχει διακοπεί λόγω, για παράδειγμα, της διάσπασης του ξύλου ή της διάρρηξης του χάλυβα.



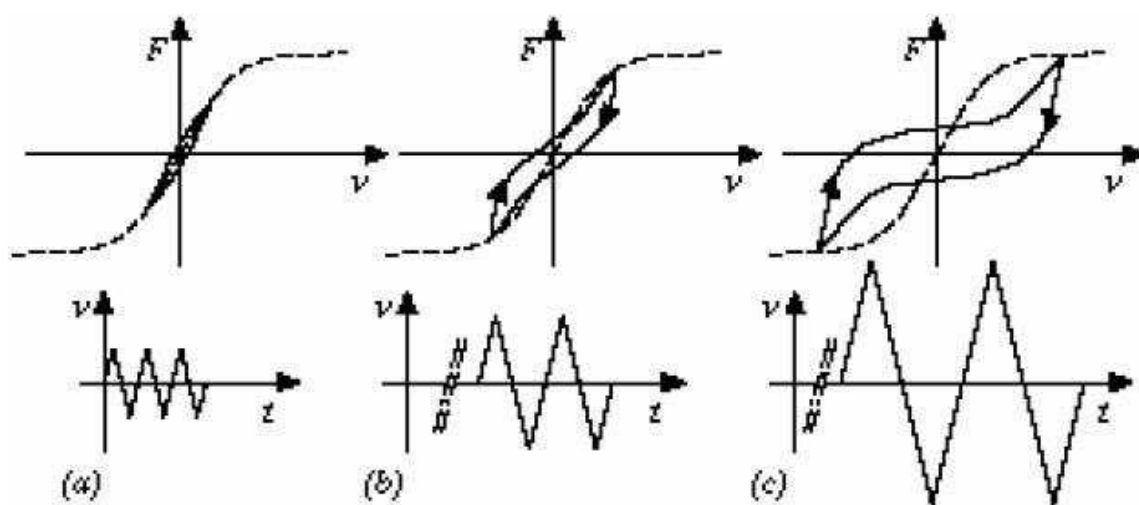
Εικόνα 1.23 Διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης υπό μονοτονική φόρτιση

- Όσα έχουμε ήδη εξετάσει, αναφέρονται μόνο στην περίπτωση εφαρμογής μονοτονικής φόρτισης, ωστόσο στην περίπτωση της σεισμικής φόρτισης, η φόρτιση είναι ανακυκλιζόμενη με αντιστροφή της επιβαλλόμενης δύναμης σε λίγα δευτερόλεπτα κάτι που οδηγεί σε ένα περίπλοκο φαινόμενο. Αν λάβουμε υπόψη την περίπτωση ενός καρφιού στο οποίο εφαρμόζεται μια απλή κυκλική φόρτιση με σχεδόν στατικό τρόπο (Σχήμα 1.24), αυτό που διαπιστώνουμε ήδη κατά τη διάρκεια του πρώτου κύκλου και αμέσως μετά την εφαρμογή του φορτίου, είναι ότι οι ίνες του ξύλου γύρω από το καρφί συνθλίβονται, δημιουργώντας μια κοιλότητα στην οποία το καρφί δεν στηρίζεται κατά την διάρκεια των επόμενων κύκλων φόρτισης και εντός του εύρους της κίνησης. Συνεπώς, η υπολειμματική αντίσταση σε αυτό το εύρος της μετατόπισης προέρχεται μόνο από την αντίσταση του συνδετικού στοιχείου που δρα ως ένα ράφι για ολόκληρο το μήκος της κοιλότητας. Όταν ξεπεραστεί το προηγούμενο επίπεδο της μετατόπισης, το καρφί αρχίζει και πάλι να πιέζει τις ίνες ξύλου, και το φορτίο πηγαίνει κατά προσέγγιση κατά μήκος της αρχικής καμπύλης, όπως συμβαίνει κατά την εφαρμογή της μονοτονικής φόρτισης (μικρές διαφορές μπορεί να προκύπτουν από την εξόλκευση του κεφαλιού του καρφιού και την αντοχή διαρροής του χάλυβα υπό την επίδραση του εναλλασσόμενου φορτίου).



Εικόνα 1.24 Κυκλική φόρτιση συνδέσεων

Τα τυπικά διαγράμματα των κύκλων φορτίου-μετατόπισης για μια σύνδεση, τόσο για τις χαμηλές, ενδιάμεσες ή υψηλές τιμές παραμορφώσεων, παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.25 . Αυτά διαφέρουν από τους "μεγάλους" κύκλους που είναι τυπικοί στους μαλακούς χάλυβες των καλά σχεδιασμένων ενώσεων, στις οποίες το φορτίο που απαιτείται για να επαναφέρουν τις πλαστικές παραμορφώσεις στο μηδέν είναι παρόμοιο με αυτό που προκάλεσε την πλαστική παραμόρφωση κατά την διάρκεια της φόρτισης. Η «λέπτυνση» των κύκλων στην ένωση είναι αντιπροσωπευτική του φαινομένου που οδηγεί προς τον σχηματισμό της «κοιλότητας» μεταξύ των καρφιών και του ξύλου.

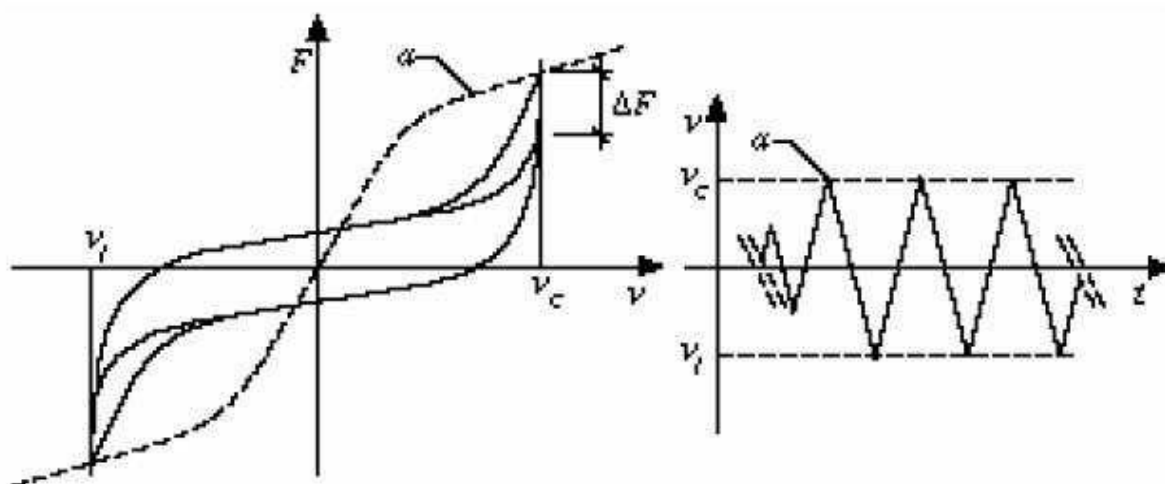


Εικόνα 1.25 Διαγράμματα των κύκλων φορτίου-μετατόπισης για μια τυπική σύνδεση

Παρατηρήθηκε ότι η περιβάλλουσα καμπύλη για κυκλική φόρτιση μπορεί να θεωρηθεί ότι συμπίπτει με αυτή της μονοτονικής φόρτισης, έτσι φαίνεται να είναι ανεξάρτητη από την ιστορία φόρτισης και η διαφορά μεταξύ των δύο είναι μικρότερη από 10%, ίσως λόγω κάποιας μεταβολής στη διαμόρφωση της ένωσης (π.χ. έντονη ολίσθηση των συνδετικών στοιχείων) ή κάποια ρήξη που οφείλεται αποκλειστικά σε φαινόμενα κόπωσης που αναπτύσσονται στους αρχικούς κύκλους. Πρέπει να παρατηρήσουμε, επίσης, ότι οι μηχανικές αρθρώσεις που χρησιμοποιούνται για το ξύλο δεν είναι γενικά πολύ ευαίσθητες σε αυτές τις επιδράσεις.

Ένα άλλο φαινόμενο που απαντάται σε μηχανικές συνδέσεις υπό την επίδραση της κυκλικής φόρτισης, είναι το φαινόμενο της «φθοράς της αντίστασης.» Αυτό αναφέρεται στη μείωση της μέγιστης τιμής του φορτίου σε κάθε κύκλο, και μπορούμε να το παρατηρήσουμε στο σχήμα 1.26, όπου υπάρχει μια μείωση της αντίστασης για

το ίδιο επίπεδο μετατόπισης μεταξύ των περιβαλλουσών καμπύλων του πρώτου κύκλου φόρτισης και του τρίτου κύκλου.



Εικόνα 1.26 Φθορά της Αντίστασης των συνδέσεων

Σύμφωνα με τα παραπάνω , μόνο οι αρθρώσεις στις κατασκευές από ξύλο , μπορούν να χαρακτηριστούν ως μηχανισμοί απόσβεσης ενέργειας, ενώ τα ξύλινα στοιχεία πρέπει να παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Η σχεδιαστική φιλοσοφία που εγκρίθηκε από τα σύγχρονα αντισεισμικά πρότυπα βασίζεται στην έννοια της ιεράρχησης των αντιστάσεων, οι οποίες επιλέγονται σύμφωνα με τα στοιχεία και τις περιοχές όπου μπορεί τελικά να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις, με την προοπτική να εξελιχθεί η κατασκευή σε οριακές συνθήκες, προς έναν μηχανισμό κατάρρευσης , προεπιλεγμένο και ελεγχόμενο. Σε αυτές τις περιοχές θα πρέπει επομένως να εξασφαλισθεί η πραγματική δυνατότητα ανάπτυξης των προβλεπόμενων παραμορφώσεων. Για τις ίδιες τιμές έντασης που καθορίζουν την πλαστική παραμόρφωση στις προαναφερθείσες περιοχές, όλα τα άλλα στοιχεία θα πρέπει να βρίσκονται μονίμως ,εντός της ελαστικής περιοχής.

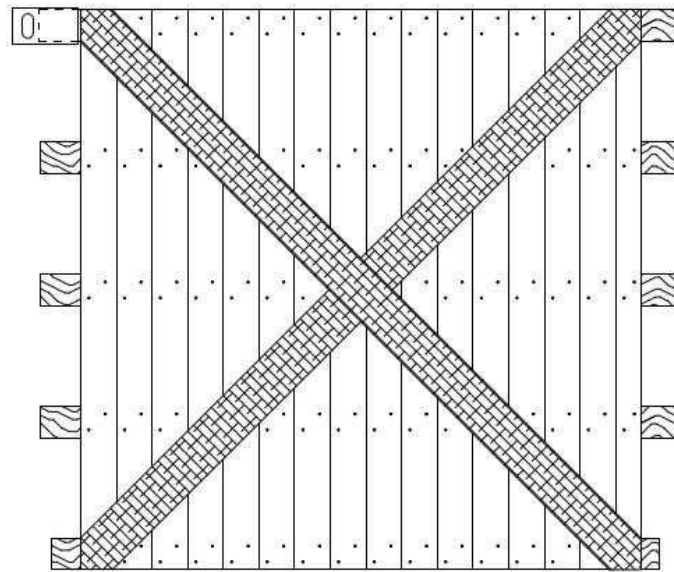
Όπως είδαμε παραπάνω, οι μηχανικές συνδέσεις που υποβάλλονται σε κυκλική φόρτιση , χαρακτηρίζονται από πλάστιμη συμπεριφορά, χαμηλή ευαισθησία στην επαναλαμβανόμενη φόρτιση, καθώς και διακριτή απόσβεση ενέργειας. Προκειμένου να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία εξακολουθεί να είναι σημαντική , η συμμόρφωση με τους στατικούς υπολογισμούς βάσει των κανονισμών σχετικά με τις επιτρεπόμενες αποστάσεις μεταξύ των διαφόρων στοιχείων, καθώς και μεταξύ των τελευταίων και ξύλινων δομικών στοιχείων της κατασκευής. Η μη συμμόρφωση στις απαιτήσεις

,οδηγεί σε υψηλό κίνδυνο θραύσης του ξύλου, ο παραπάνω κίνδυνος μπορεί να μειωθεί με την τοποθέτηση στην περιοχή που πλήττεται , συνδέσεων από στοιχεία ενίσχυσης με υψηλή αντοχή σε εφελκυσμό κάθετα προς τις ίνες, όπως το κόντρα πλακέ. Με αυτό τον τρόπο ελέγχουμε καλύτερα όχι μόνο τις τοπικές αστοχίες και ρηγματώσεις , αλλά εξασφαλίζουμε ακόμη, την πλαστικοποίηση των συνδέσμων, βελτιώνοντας έτσι την πλάσιμη συμπεριφορά της ίδιας της σύνδεσης . Με βάση τα παραπάνω, η χρήση του μαλακού χάλυβα για τις υποδοχές, που χαρακτηρίζεται από υψηλά επίπεδα παραμόρφωσης, επιτρέπει την αύξηση της συνολικής πλαστιμότητας και διάχυσης της ενέργειας του συνδέσμου. Η πλάσιμη συμπεριφορά και η αποσβεστική ικανότητα μπορεί να αυξηθεί περαιτέρω με κατάλληλο έλεγχο της λυγηρότητας των συνδέσεων (καρφιά, βίδες ,πρόκες). Η λυγηρότητα ορίζεται ως ο λόγος μεταξύ του πάχους του ξύλου και της διάμετρου του συνδετήρα. Οι λεπτοί σύνδεσμοι τείνουν να απορροφούν μεγαλύτερη ποσότητα ενέργειας, σχηματίζοντας πλαστικές αρθρώσεις στο χάλυβα, για τις ίδιες δυνάμεις , όπου πιο ισχυροί σύνδεσμοι αντιδρούν πιο ελαστικά, μην επιτρέποντας στον χάλυβα να αποσβέσει ενέργεια.

2. ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ

2.1. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ

Ένας πιθανός τρόπος ενίσχυσης των ξύλινων δαπέδων είναι η χρήση λωρίδων από ινο-οπλισμένο υλικό, σε σχήμα σταυρού, οι οποίες πρέπει να εφαρμοστούν κατευθείαν στις σανίδες.



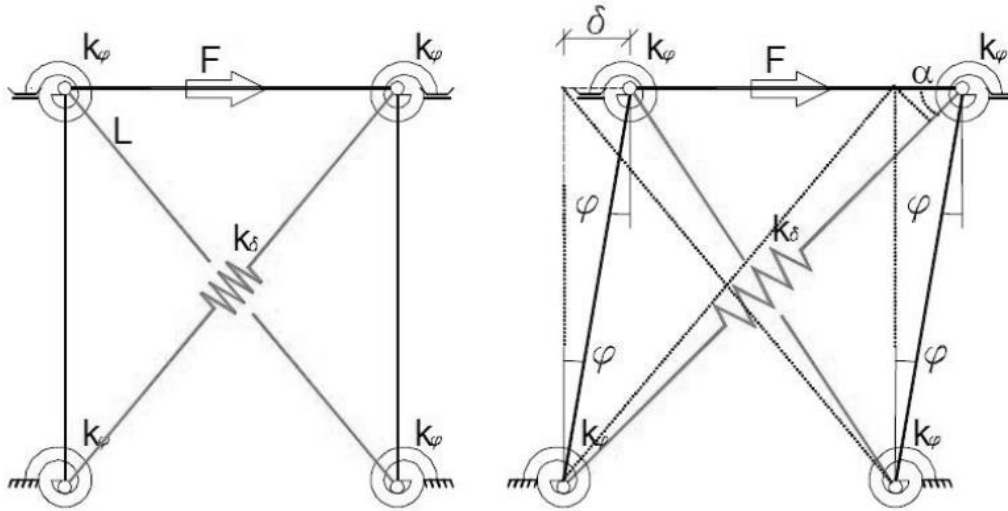
Εικόνα 2.1 Ενισχυμένο πάτωμα με τη χρήση FRP

Η προσομοίωση του ενισχυμένου πατώματος διαφέρει σε σχέση με την περίπτωση του μη ενισχυμένου, η οποία παρουσιάστηκε στην προηγούμενη παράγραφο, και η ενίσχυση μπορεί να περιγραφεί ως μια συνδετική ράβδος συνδέεται διαγώνια στην κατασκευή, μέσω αρθρώσεων των οποίων η συμπεριφορά είναι παρόμοια με εκείνη ενός ελατηρίου, με δυσκαμψία K_δ ίση με:

$$k_\delta = \frac{E_f \times A_f}{D}$$

όπου E_f είναι το μέτρο ελαστικότητας του ινοοπλισμένου υλικού στην κατεύθυνση της διαγωνίου, A_f είναι το εμβαδόν του ενεργού τμήματος του τελευταίου, και το D είναι το μήκος της διαγωνίου. Η θλιβόμενη διαγώνιος δεν λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό της αντοχής των στοιχείων FRP. Μετά την εφαρμογή μιας οριζόντιας δύναμης F , το πάτωμα υποβάλλεται σε παραμόρφωση παρόμοια με εκείνη του μη ενισχυμένου πατώματος και επιπλέον σε αυτή τη συγκεκριμένη περίπτωση υπάρχει επίσης, μία επιμήκυνση ϵ της εφελκυσμένης διαγωνίου ίση με:

$$\varepsilon = \frac{\delta \times \cos \alpha}{D}$$



Εικόνα 2.2 Προσομοίωση ενισχυμένου πατώματος

Η αξονική καταπόνηση στην ενισχυμένη διαγώνιο ,δίνεται από:

$$N_{frp} = k_{\delta} \times \varepsilon \times D = \frac{E_f \times A_f}{D} \times \delta \times \cos \alpha$$

Εφαρμόζοντας την αρχή των δυνατών έργων, είναι δυνατόν να καθοριστεί μια συνολική δυσκαμψία του πατώματος $k_{tot, rinf}$, συγκρίσιμη με εκείνη του μη οπλισμένου συστήματος που περιγράφηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο:

$$F = \frac{k_d \times \cos^2 \alpha}{2} \times \delta = k_{tot, rinf} \times \delta$$

Παρά την απλότητά του, το μοντέλο που χρησιμοποιείται εδώ ,παρέχει σημαντικές πληροφορίες για τα χαρακτηριστικά της ενίσχυσης, ώστε να εξασφαλισθεί η απαραίτητη δυσκαμψία του πατώματος.

Η σύζευξη περισσότερων δομικών στοιχείων που λειτουργούν σε κάμψη ώστε να καταστούν συνεργαζόμενες με τη χρήση συνδέσεων, επιτρέπει την πραγματοποίηση των δομών σύνθετου τύπου. Μια ενισχυμένη περιοχή αποτελείται συνήθως από το ήδη υπάρχον πάτωμα ενοποιημένο μέσω συνδέσεων, με μια "πλάκα" , ως εκ τούτου είναι πιο άκαμπτο. Η παρέμβαση αυτή είναι βολική καθώς μπορεί να εφαρμοστεί αρχικά στα στοιχεία με μικρότερες διαστάσεις , παρέχοντας ικανοποιητικά

αποτελέσματα. Η ενίσχυση των ξύλινων πατωμάτων, πραγματοποιείται ανάλογα με την περίπτωση, κατά τη διάρκεια λειτουργικών αναβαθμίσεων, βελτίωση ή συντήρηση των τοπικών μέτρων ώστε να βελτιωθούν τα τεχνικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων και, κατά συνέπεια, των υφιστάμενων κτιρίων. Αυτό γίνεται συχνά προκειμένου να προσαρμοστούν οι κατασκευές στις προδιαγραφές της τρέχουσας χρήσης ,ή, στην αλλαγή των λειτουργικών απαιτήσεων. Οι συνήθεις τεχνικές επέμβασης, επαναχρησιμοποιούν τα υπάρχοντα ξύλινα δοκάρια και το κατάστρωμα, ενώνοντας τα με μία περιορισμένου πάχους πλάκα ,κατασκευασμένη από διαφορετικά υλικά (μπετόν, πάνελ ή ξύλινες σανίδες, μεταλλικές πλάκες ή προφίλ, σύνθετα υλικά) και συνδέοντας τα καμπτικά , μέσω ενός συστήματος σύνδεσης. Η επιλογή του υλικού για το νέο κατάστρωμα είναι στενά συνδεδεμένη με τον τύπο κτιρίου και την πιθανή ανάγκη για αντιστρεψιμότητα, καθώς και άλλες παραμέτρους, όπως η αύξηση του βάρους και η δυσκαμψία. Οι τύποι σύνδεσης είναι ποικίλοι: σπείρωμα ράβδων σιδήρου και χάλυβα, συνδετήρες , βίδες, κοχλίες, πρόκες, καρφιά, όλα σε συνάρτηση των χρησιμοποιούμενων υλικών για την ενίσχυση. Τα πλεονεκτήματα στατικής φύσεως μπορούν να συνοψιστούν στα ακόλουθα σημεία:

- Το ανώτατο όριο παρουσιάζει σημαντικές αυξήσεις στην αντοχή και σε δυσκαμψία σε σχέση με την αρχική δομή.
- Η πλάκα, ανεξάρτητα από το υλικό από το οποίο αποτελείται, συμβάλλει σε μια πιο αποτελεσματική κατανομή των κατακόρυφων φορτίων που εφαρμόζονται.
- Η πλάκα αποτελεί μια αποτελεσματική οριζόντια σύνδεση μεταξύ των διαφόρων δομικών στοιχείων που φέρουν τα κατακόρυφα φορτία του κτιρίου, ενώ, επίσης, λειτουργεί ως ένα αποτελεσματικό μέσο για την διαβίβαση των οριζόντιων τάσεων στα συστήματα της αντιστήριξης.

Η δυνατότητα εφαρμογής αυτής της τεχνικής παρέμβασης εξαρτάται από την κατάσταση των υπαρχουσών δοκών και τις πολλαπλές οριακές συνθήκες οι οποίες, στην περίπτωση των υπαρχόντων κτιρίων είναι πολύ δεσμευτικές. Τέλος, δεν πρέπει να παραβλέψουμε τη συμπεριφορά των συνδέσεων, που χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση των διαφόρων συνιστωσών της σύμμικτης δοκού, και μπορούν να επηρεάσουν τον τρόπο υπολογισμού και επαλήθευσης του τμήματος.

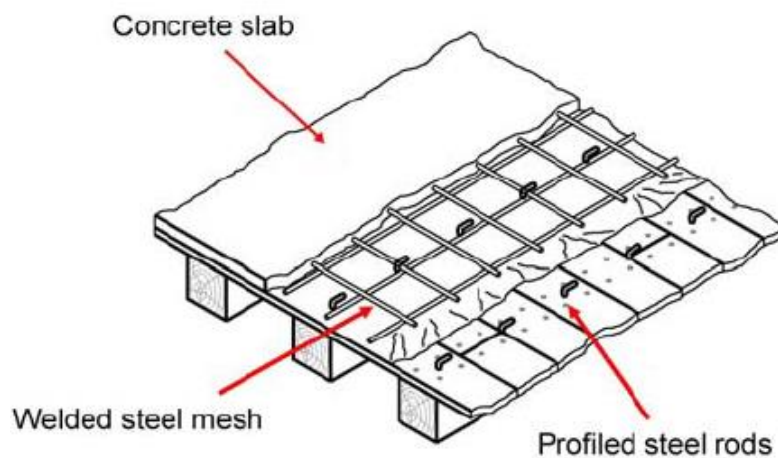
Η αύξηση της δυσκαμψίας του δαπέδου στα ιστορικά κτίρια από τοιχοποιία επιτρέπει την επίτευξη δύο στόχων: τον έλεγχο της καθολικής και τοπικής συμπεριφοράς της δομής και ταυτόχρονα την ιεράρχηση των αντιστάσεων. Σύμφωνα με την αρχή του ικανοτικού σχεδιασμού, η ιεραρχία της αντοχής / δυσκαμψίας των

διαφορετικών τοπικών μηχανισμών κατάρρευσης, μπορεί να αξιολογηθεί σε ένα πρώτο στάδιο, για παράδειγμα με την αξιολόγηση των παραμέτρων της κατάρρευσης και συνδέοντας τους με την τέμνουσα βάση και την κλιμάκωση της επιτάχυνση που προκαλείται από το σεισμό. Θα πρέπει επίσης να ληφθεί υπόψη ότι ο μηχανισμός της κατάρρευσης μπορεί να προκληθεί τόσο από την υπερβολική παραμόρφωση, όσο και από τις υψηλές επιταχύνσεις στο έδαφος. Το γεγονός αυτό καθορίζει τις διάφορες οριακές καταστάσεις που πρέπει να ελεγχθούν. Τέλος, προκειμένου να επιτύχουμε μια σωστή στρατηγική παρέμβασης σε ένα υφιστάμενο κτίριο πρέπει να υιοθετήσουμε μια σειρά από στόχους που πρέπει να επιτευχθούν, ώστε να βελτιωθεί η συνολική συμπεριφορά του κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψη την ιεραρχία των μηχανισμών κατάρρευσης για να επιτευχθούν οι τιμές αντοχής και η ενδεδειγμένη συμπεριφορά. Ανάλογα με τους μηχανισμούς αστοχίας που θέλουμε να αποτρέψουμε, πρέπει να μελετηθεί το κατάλληλο είδος παρέμβασης που πρέπει να ληφθεί, ώστε να μην δημιουργηθεί ανισορροπία μεταξύ των μηχανισμών της κατάρρευσης.

2.2. ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

2.2.1. ΠΑΤΩΜΑ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΜΕ ΠΛΑΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Αυτή η μέθοδος ενίσχυσης φαίνεται να είναι από τις πρώτες κατά σειρά χρόνου που χρησιμοποιήθηκαν, και βασίζεται στη μέθοδο που προτείνεται από τους Piazza & Turrini (1983). Η μεθοδολογία προτείνει την τοποθέτηση πάνω από το υφιστάμενο πάτωμα, μίας πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα με πάχος περίπου 4-5 εκατοστών που συνδέεται με τις υποκείμενες δοκούς με ράβδους χάλυβα ή, πιο πρόσφατα, με συνδετήρες τύπου διαφόρων χαρακτηριστικών. Για την ολοκλήρωση της ενίσχυσης είναι απαραίτητο να εδραιωθεί η νέα πλάκα στους υπάρχοντες τοίχους. Αυτό γίνεται συνήθως με την τοποθέτηση ράβδων σιδήρου και χάλυβα με διάμετρο 16 χιλιοστά τοποθετημένη στον τοίχο με αρνητική κλίση 45°. Η εισαγωγή γίνεται μετά από προδιάτρηση της τοιχοποιίας και στη συνέχεια γίνεται πλήρωση με κονίαμα υψηλής αντοχής. Το τμήμα της ράβδου εκτός του τοιχώματος ενσωματώνεται στην πλάκα σκυροδέματος.



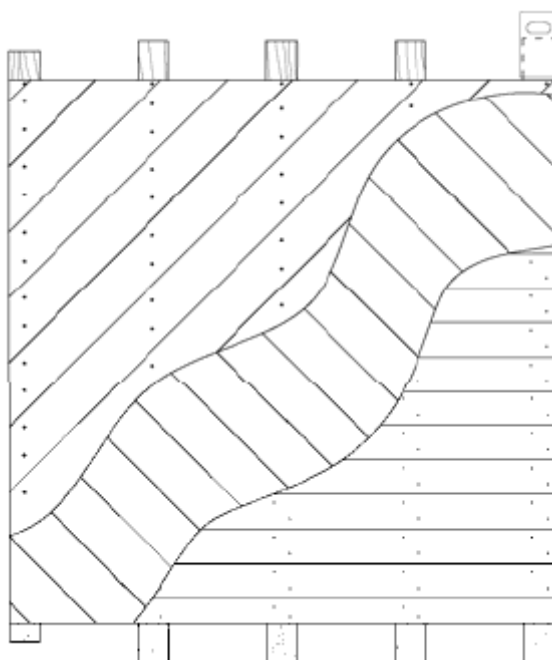
Εικόνα 2.3 Τυπική ενίσχυση με χρήση οπλισμένου σκυροδέματος

Μετά από ένα τέτοιο είδος παρέμβασης είναι δυνατόν να θεωρήσουμε την πλάκα ως μία απείρως δύσκαμπτη πλάκα, βελτιώνοντας έτσι τη συνολική συμπεριφορά της δομής, περιορίζοντας της μετατοπίσεις και διανέμοντας τις οριζόντιες δυνάμεις κατά βέλτιστο τρόπο μεταξύ των κατακόρυφων φέροντων δομικών στοιχείων, βελτιώνοντας την καμπτική συμπεριφορά σε συνάρτηση με τα κατακόρυφα φορτία.

Ωστόσο, θα πρέπει να εξετάσουμε με ιδιαίτερη προσοχή, την αξιοσημείωτη αύξηση του βάρους και την πιθανή αλλαγή στην κατανομή των δυνάμεων σε σχέση με την αρχική κατάσταση του φορέα, και κυρίως την έλλειψη αναστρεψιμότητας.

2.2.2. ΠΛΑΚΑ ΜΕ ΔΥΟ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΑ ΧΙΑΣΤΙ

Η μέθοδος αυτή συνίσταται στην δημιουργία μίας ξύλινης πλάκας με ένα πάχος 4-6 εκατοστών με την τοποθέτηση δύο ξύλινων καταστρωμάτων από σανίδες, διατεταγμένες ορθογώνια (η πρώτη σειρά από τη δεύτερη) και 45 ° σε σχέση με τη διαμήκη κατεύθυνση των υφιστάμενων σανίδων.

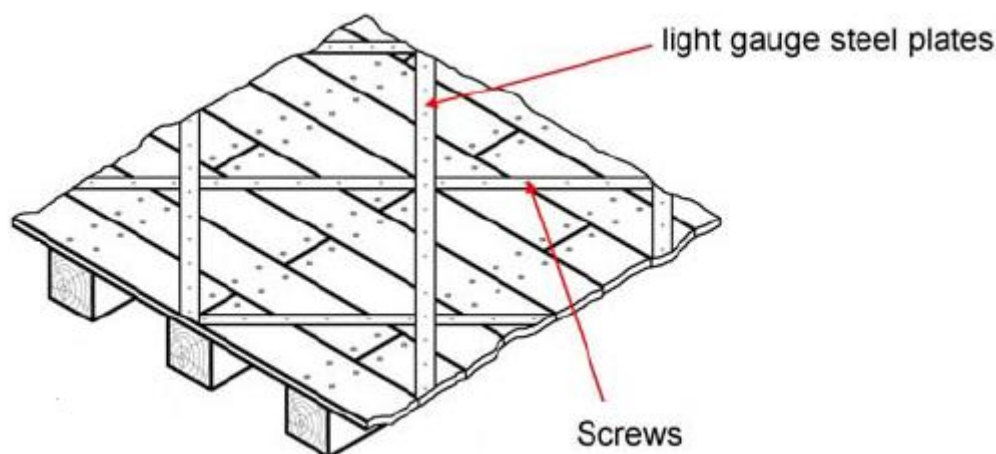


Εικόνα 2.4 Διπλό κατάστρωμα σανίδων

Το πρώτο κατάστρωμα τοποθετείται πάνω από τις υπάρχουσες σανίδες του δαπέδου και συνδέεται με τις υποκείμενες δοκούς με βίδες από χάλυβα, με προδιαγραφές για κατασκευές από ξύλο. Στη συνέχεια, εγκαθίσταται μία περιμετρική ατσάλινη ταινία, διαστάσεων 100 * 5 χιλιοστά η οποία συνδέεται στις δοκούς με βίδες από χάλυβα, και η οποία αγκυρώνεται στις ράβδους αγκύρωσης της υπάρχουσας κατασκευής, οι οποίες έχουν εισαχθεί στον τοίχο μετά την διάνοιξη οπής, η οποία στη συνέχεια γεμίζει με κονίαμα δύο συστατικών υψηλής αντοχής. Τέλος, τοποθετείται το δεύτερο επίπεδο κάθετο προς το πρώτο, το οποίο συνδέεται με αυτό με βίδες, έτσι ώστε τα δύο επίπεδα να συνεργάζονται μεταξύ τους. Οι χαλύβδινοι

ράβδοι αγκύρωσης τοποθετούνται μέσα στο περιμετρικό τοίχωμα με αρνητική κλίση για να αποφεύγεται η ολίσθηση προς τα έξω. Μια παρέμβαση τέτοιου τύπου επιτρέπει να επιτευχθεί μια διατμητική δυσκαμψία που εκτιμάται σε περίπου 70% της πλάκας σκυροδέματος, και με σημαντική βελτίωση σε σχέση με την υπάρχουσα. Μια τέτοια πλάκα ανταποκρίνεται καλύτερα στα κατακόρυφα φορτία, τόσο από άποψη αντοχής όσο και παραμόρφωσης. Επίσης η δυσκαμψία του δαπέδου παρουσιάζει τιμές που τείνουν προς αυτές της πλάκας σκυροδέματος, με το πλεονέκτημα του σημαντικά χαμηλότερου φορτίου και της πλήρης αντιστρεψιμότητας.

2.2.3. ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΗ ΜΕ ΛΕΠΤΟ ΠΡΟΦΙΛ ΧΑΛΥΒΑ



Εικόνα 2.5 Ενίσχυση με χαλύβδινα προφίλ

Αυτή η τεχνική που προτείνεται από τους Gattesco / Macorini / Benussi , προτείνει την τοποθέτηση πάνω από το υπάρχον ξύλινο κατάστρωμα, ενός λεπτού και επίπεδου μεταλλικού προφίλ (90 χιλιοστά * 10mm/h) στερεοποιημένο στις δοκούς με χαλύβδινα καρφιά. Οι σύνδεσμοι εισάγονται στις δοκούς με χτυπήματα σφυριού μετά την διάνοιξη οπών στα μέλη, με μήκος 120 mm, περίπου δηλαδή ίσο με 7 φορές τη διάμετρο του συνδέσμου, και στη συνέχεια συγκολλούνται στα μεταλλικά προφίλ που επικαλύπτουν το κατάστρωμα. Για να ολοκληρωθεί και να εξασφαλιστεί η ομαλή λειτουργία του οριζόντιου διαφράγματος, τοποθετούνται με τον ίδιο τρόπο μεταλλικά προφίλ, διαγώνια προς τα πρώτα, ενώ συνδέονται με την περιμετρική τοιχοποιία μέσω μεταλλικών προφίλ σχήματος L. Η αγκύρωση των περιμετρικών προφίλ επιτυγχάνεται με λυγισμένες ράβδους χάλυβα συγκολλημένων στο προφίλ του

κτιρίου, και αγκυροβολημένων στην τοιχοποιία. Στο τέλος της επέμβασης, τα ενισχυτικά στοιχεία και οι δοκοί διαχωρίζονται από το υπάρχον σανίδωμα, έχοντας πάχος από 20 έως 30 mm και δεν λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της αντίστασης του σύνθετου τμήματος, αλλά μόνο στην καμπτική του δυσκαμψία. Επιπλέον, το κατάστρωμα χρησιμεύει ως επιφάνεια εφαρμογής των μεταλλικών προφίλ, αποτρέποντας φαινόμενα αστάθειας λόγω του μικρού πάχους των προφίλ σε σχέση με το μήκος τους.

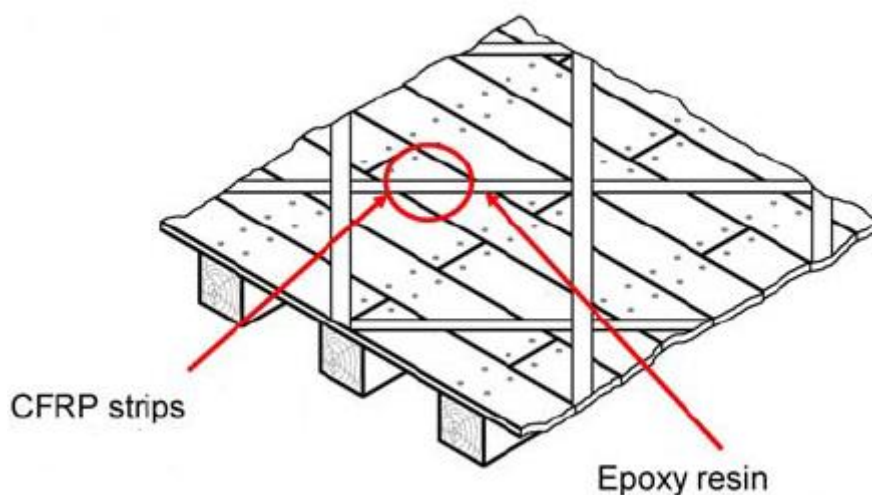
Το παραπάνω σύστημα λειτουργήσει ως δικτύωμα, όπου οι γωνίες κάθετα στην οριζόντια δράση ,χρησιμεύουν ως εφελκόμενες και θλιβόμενες περιοχές, ενώ τα διαγώνια προφίλ μαζί με τα σύνθετα δοκάρια λειτουργούν ως βασικός φορέας, τα γωνιακά προφίλ παράλληλα προς την κατεύθυνση της δράσης έχουν μεταδίδουν τις οριζόντιες δυνάμεις μέσω των αγκυρώσεων στα τοιχώματα. Οι ράβδοι αγκυρώσεως των περιμετρικών προφίλ μεταφέρουν την τέμνουσα από το διάφραγμα προς τα διατμητικά τοιχώματα (διατμητική λειτουργία) ενώ παράλληλα περιορίζουν τις εκτός επιπέδου μετατοπίσεις των τοιχωμάτων που βρίσκονται κάθετα προς την οριζόντια δράση (διαζωματική λειτουργία). Σε αυτή την περίπτωση, αν εξετάσουμε τη δυσκαμψία του δαπέδου είναι αρκετά μακριά από απείρως δύσκαμπτη πλάκα , αλλά και μακριά από την περίπτωση της απείρως εύκαμπτης πλάκας . Ως τάξη μεγέθους μια πλάκα αυτού του τύπου είναι περίπου είκοσι / τριάντα φορές πιο δύσκαμπτη από ένα απλό ξύλινο δάπεδο. Μεταξύ των πλεονεκτημάτων αυτής της τεχνικής είναι η ευκολία της τοποθέτησης των προφίλ και η πλήρης αναστρεψιμότητα.

2.2.4. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ (ΙΟΠ)

Τα σύνθετα υλικά χρησιμοποιούνται ευρέως σε έργα πολιτικού μηχανικού τόσο για νέες κατασκευές όσο και για την αποκατάσταση και ενίσχυση των υφιστάμενων δομών, με ιδιαίτερη αναφορά σε ιστορικά κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία . Στην πραγματικότητα είναι γνωστό πως οι δομές από τοιχοποιία παρουσιάζουν έναν αριθμό περιορισμών όσον αφορά την αντοχή των υλικών. Συχνά χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση / σταθεροποίηση των παραδοσιακών ξύλινων δάπεδων που βρίσκονται στο σύνολο των ιστορικών κτιρίων, ιδίως λόγω της ικανότητας αυτών των

υλικών, να διατηρούν τις φυσικές και χημικές ιδιότητες τους στο βάθος του χρόνου και για την ικανότητα τους να συνδέονται με τα ξύλινα δομικά στοιχεία μέσω της χρήσης εποξειδικών ρητινών.

Πρόσφατα παρατηρήθηκε ότι οι ίνες από υαλοβάμβακα, ένα οικονομικά και πολύ ανθεκτικό υλικό, υποφέρουν από επιδείνωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων, και καθίστανται ευάλωτες στην επίθεση μυκήτων. Ωστόσο, η φθορά του υλικού είναι γενικά μικρή σε σύγκριση με τις επιβαλλόμενες τάσεις και η χρήση των κατάλληλων προϊόντων μπορεί να εξασφαλίσει την αντοχή του υλικού μακροπρόθεσμα .



Εικόνα 2.6 Ενίσχυση με χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών

Η παρέμβαση συνίσταται στην τοποθέτηση πάνω από το υπάρχον κατάστρωμα ενός πλέγματος από ταινίες του ινοπλισμένου υλικού, πάνω από το οποίο αργότερα τοποθετείται ένα ακόμη κατάστρωμα από μια ξύλινες σανίδες. Προτέρημα της παραπάνω μεθόδου είναι η πρακτικότητα της παρέμβασης , ωστόσο υπάρχουν αμφιβολίες για το κατά πόσο είναι αναστρέψιμη. Με αυτό το είδος της επέμβασης , μπορούν να επιτευχθούν τιμές δυσκαμψίας περίπου τριάντα με σαράντα φορές υψηλότερες από ό, τι στην περίπτωση του απλού ξύλινου δαπέδου.

3. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ

Στην βιβλιογραφία υπάρχουν αρκετές πειραματικές εκστρατείες που είχαν ως στόχο την μελέτη της συμπεριφορά των ξύλινων κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμικές καταπονήσεις εντός επιπέδου. Ωστόσο, μόνο μερικά από αυτά προσφέρουν ενδιαφέροντα στοιχεία και ικανά να χαρακτηρίσουν την συμπεριφορά των ξύλινων κατασκευών εντός επιπέδου. Τα ακόλουθα είναι τα πιο σημαντικά πειράματα που διερευνούν την ενίσχυση της σεισμικής συμπεριφοράς των δαπέδων και γενικότερα των ξύλινων κατασκευών.

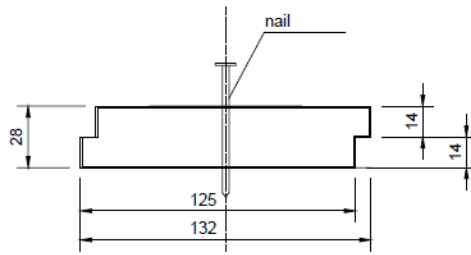
3.1. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΔΙΑΝΟΜΗΣ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΕ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΑ ΔΑΠΕΔΑ ΠΡΙΝ ΚΑΙ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ (A. Borri, M. Corradi, Speranzini E. , A. Vignoli, 2004)

3.1.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Τα δάπεδα που εξετάστηκαν είναι μίας κατεύθυνσης ,και αποτελούνται από μια κύρια δομή (δοκοί από ξύλο καστανιάς) και μία δευτερεύουσα δομή (δοκοί και σανίδες). Τα δάπεδα απαρτίζονται από δύο διαφορετικούς τρόπους κατασκευής: με ξύλινες σανίδες που καρφώνονται στις υποκείμενες δοκούς ή με ένα στρώμα του συμπαγών τούβλων που στηρίζονται πάω στις δοκούς . Το πείραμα διεξήχθη σε δείγματα από δάπεδα 3m x 3m. Τα χαρακτηριστικά των δύο διαφορετικών τύπων πατώματος περιγράφονται με λεπτομέρεια παρακάτω.

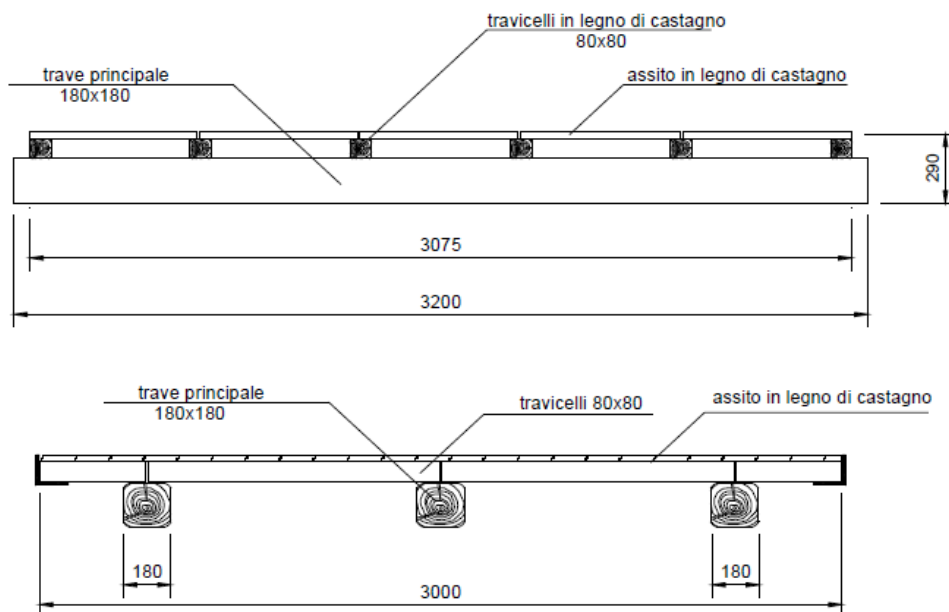
- Ξύλινες δοκοί με υπερκείμενες σανίδες.

Οι εργαστηριακές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα δαπέδων από ξύλο καστανιάς ,με πρωτογενή δομή που αποτελείται από τρεις δέσμες 3100 mm x 180 mm x 180 mm τοποθετημένων σε απόσταση 1100 mm. Ξύλινα δοκάρια διαστάσεων 1100 mm x 80 mm x 80 mm τοποθετήθηκαν πάνω από τις δοκούς. Το σανίδωμα αποτελούνταν από ξύλινα στοιχεία με μήκος 600 mm , με διατομή, όπως αναφέρεται στο Σχ. 3.5.



Εικόνα 3.1 Διατομή σανίδας

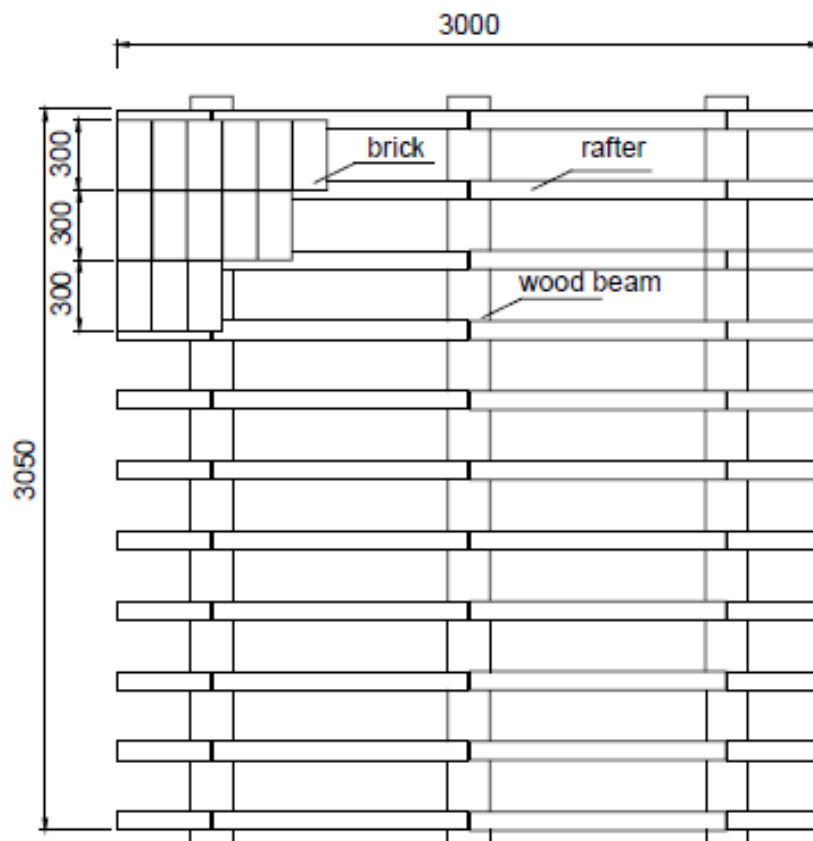
Τα στοιχεία αυτά συνδέονται με τις δοκούς με έναν ή περισσότερους ήλους για κάθε άκρο της σανίδας . Οι διαφορετικές συνδέσεις στην σανίδα με τη δοκό προκαλούν δύο διαφορετικές συντοριακές συνθήκες που επηρεάζουν σημαντικά τη συμπεριφορά του πατώματος. Η πρώτη ρύθμιση είναι ένας μηχανισμός (ένα καρφί σε κάθε άκρο), δεδομένου ότι το αποτέλεσμα είναι ένα σύστημα κλειστών συνδέσεων, κάθε μία από τις οποίες αποτελείται από δύο σανίδες και δύο δοκούς ενωμένες μεταξύ τους μέσω τεσσάρων ήλων που λειτουργούν ως αρθρώσεις. Σε αυτήν την περίπτωση, η αντίσταση σε τάση διάτμησης που ενεργεί στο επίπεδο του δαπέδου προσδιορίζεται μόνο από την τριβή μεταξύ των σανίδων και των δοκών και από την ανάγκη να διατηρηθεί η συνάφεια, χωρίς ρήξεις στο ξύλο ή διείσδυση μεταξύ των σανίδων. Στις άλλες περιπτώσεις συνδέσεων, ο αριθμός των περιορισμών αυξάνεται και προκύπτει ένα υπερστατικό σύστημα στο οποίο η γωνιακή καταπόνηση εμποδίζεται λόγω της παρουσίας ήλων τοποθετημένων στις δύο στενές πλευρές της κάθε σανίδας.



Εικόνα 3.2 Διατομή απλού πατώματος

- Ξύλινες δοκοί με υπερκείμενα συμπαγή τούβλα

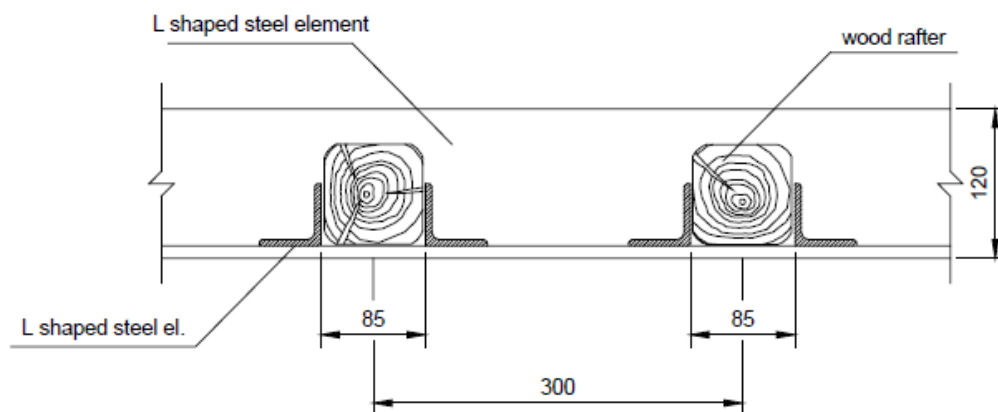
Η τυπολογία αυτή, διαδεδομένη στην περιοχή της Μεσογείου και στην Ιταλία, κατασκευάστηκε στο εργαστήριο, τοποθετώντας συμπαγή τούβλα (διαστάσεις τούβλων 140 mm x 280 mm x 30 mm) στη δευτεροβάθμια ξύλινη κατασκευή που αποτελείται από δοκούς διατομής 80 mm x 80 mm σε απόσταση 300 mm (σχήματα 7.6 και 7.7). Ένα στρώμα άμμου πάχους 10 mm περίπου τοποθετήθηκε πάνω από τα τούβλα για την πρόληψη φαινομένων αστάθειας και προκειμένου να προσομοιώσει την παρουσία ενός κονιάματος με αδύναμες μηχανικές ιδιότητες. Τα κενά μεταξύ των τούβλων (μέγιστο πάχος 3-4 mm) πληρώθηκαν με κονίαμα.



Εικόνα 3.3 Πάτωμα με επένδυση από τούβλα

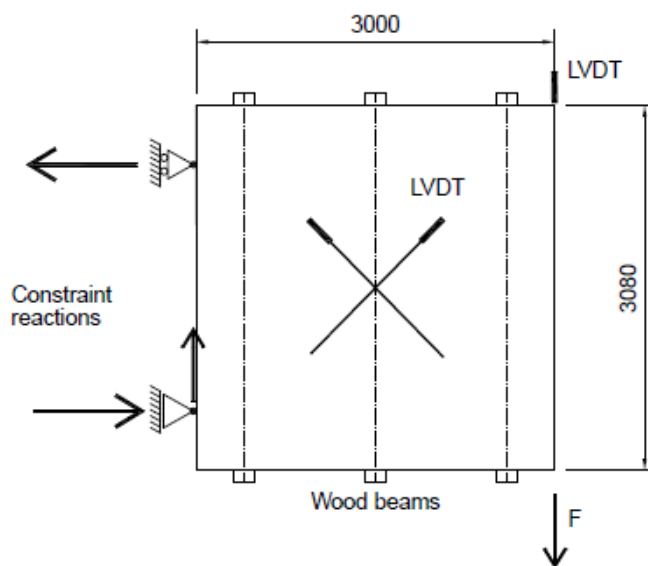
3.1.2. ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Κάθε πάτωμα ήταν αγκυρωμένο σε μια περιμετρική κατασκευή από μεταλλικά προφίλ σχήματος L (120mm x 120mm x 10 mm) συνδεδεμένα μεταξύ τους μέσω τεσσάρων κυλινδρικών αρθρώσεων. Τα δοκάρια αγκυρώθηκαν στην παραπάνω διάταξη, όπως φαίνεται στο Σχ. 3.8.



Εικόνα 3.4 Λεπτομέρεια διάταξης & περιμετρικής στήριξης δευτερεύουσων δοκών

Το σύστημα απαρτίζεται από το περιμετρικό πλαίσιο και το δάπεδο στέκεται σε πλάκα πάνω σε ρόδες που επιτρέπουν την κίνηση του δαπέδου εντός επιπέδου χωρίς να αναπτύσσει σημαντική τριβή. Στο οριζόντιο επίπεδο, το πλαίσιο αγκυρώθηκε με τους τοίχους και το δάπεδο του εργαστηρίου μέσω μεταλλικών αγκυρώσεων. Η διάταξη της φόρτισης αποτελούνταν από ένα υδραυλικό γρύλο τοποθετημένο έτσι ώστε να εφαρμόζει μια δύναμη επί της μεταλλικής δομής στο επίπεδο του δαπέδου σε δύο διαφορετικές κατευθύνσεις: παράλληλα και κάθετα στα ξύλινα δοκάρια. Τρεις επαγωγικοί μετασχηματιστές (LVDTs) εφαρμόζονται για κάθε δείγμα πατώματος: δύο κατά μήκος των δύο διαγωνίων και τον τρίτο προς την κατεύθυνση της εφαρμοζόμενης διατμητικής δύναμης (Σχήμα 3.5). Κάθε δοκιμή πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας κύκλους φόρτισης-αποφόρτισης με προσαυξήσεις των 3 kN για κάθε κύκλο μέχρι την αστοχία του δαπέδου.

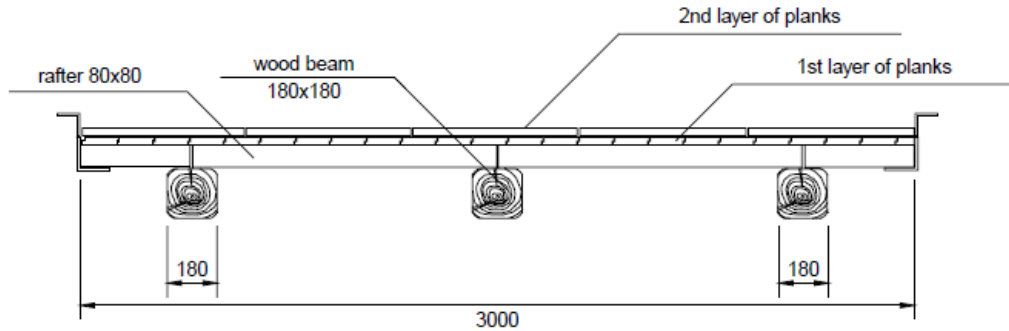


Εικόνα 3.5 Σχηματική Προσομοίωση Φορέα

3.1.3. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

- Εφαρμογή ενός επιπλέον στρώματος από σανίδες

Αυτή η μέθοδος ενίσχυσης χρησιμοποιήθηκε στα παραδοσιακά ξύλινα πατώματα. Στην παραπάνω ενίσχυση γίνεται εφαρμογή ενός δεύτερου στρώματος από σανίδες του ίδιου ξύλου και ίδιας γεωμετρίας με το υποκείμενο στρώμα, σε γωνία 90° προς το αρχικό δάπεδο (Σχ. 3.6). Τα δοκάρια και το πρώτο σανίδωμα συνδέονται μέσω τεσσάρων καρφιών ανά σανίδα, δηλαδή δύο σε κάθε άκρο. Η αρχική σειρά σανίδων συνδέεται με την ενίσχυση μέσω έξι καρφιών, δηλαδή δύο σε κάθε άκρο και δύο στη μέση. Ο αριθμός των καρφιών είναι ιδιαίτερα σημαντικός αφού η ενίσχυση επιτυγχάνεται λόγω της σύνδεσης μεταξύ των δύο στρωμάτων των σανίδων. Ως εκ τούτου, προκειμένου να αποφεύγεται η υπερβολική συγκέντρωση εφελκυστικών τάσεων στην περιοχή των συνδέσεων κάτι που θα μπορούσε να οδηγήσει σε πλαστικοποίηση λόγω θλίψης του ξύλου και, κατά συνέπεια, αστοχία, είναι αναγκαίο να προβλεφθούν συνδέσεις με επαρκή απόσταση μεταξύ τους. Σύμφωνα με πειράματα υποδεικνύεται ότι, προκειμένου να αποφευχθεί ένα τέτοιο πρόβλημα, είναι απαραίτητο να τοποθετηθούν τουλάχιστον έξι καρφιά ανά σανίδα (δύο σε κάθε άκρο και δύο στη μέση).



Εικόνα 3.6 Διατομή ενισχυμένου πατώματος

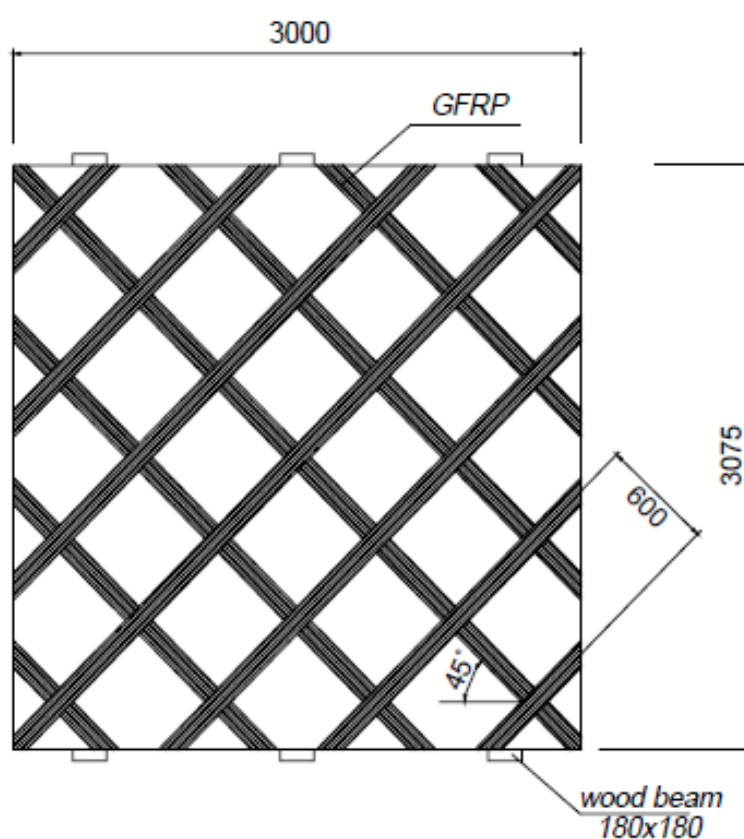
- Πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος

Ενίσχυση χρησιμοποιώντας μια ελαφριά πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 40 χιλιοστών διεξήχθη στο δάπεδο από συμπαγή τούβλα. Ο οπλισμός της πλάκας απαρτίζεται από ένα ηλεκτροσυγκολλημένο πλέγμα ράβδων χάλυβα με διάμετρο 6 mm (δίχτυ 10x 10 cm). Η ελάφρυνση του σκυροδέματος επετεύχθη μέσω της χρήσης διογκωμένης αργίλου, με ειδικό βάρος 16.0 kN / m³. Η σύνδεση μεταξύ των ξύλινων δοκών και της πλάκας σκυροδέματος λήφθηκε μέσω της χρήσης στοιχείων σχήματος L ράβδων , από Fe B 44k (διαμέτρου 8 mm) με 120 και 30 mm ακμές εισηγμένες στην πλάκα και τις ξύλινες δοκούς σε ένα βάθος περίπου 50 mm.

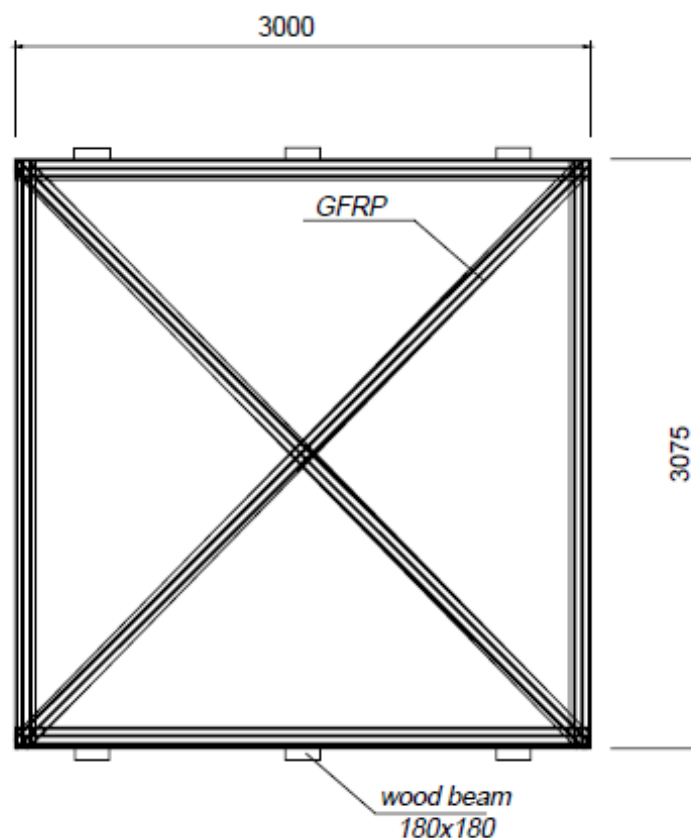
- Καινοτόμες τεχνικές ενίσχυσης

Η εφαρμογή ενός σύνθετου υλικού, και στους δύο τύπους πατωμάτων, δικαιολογείται από το γεγονός ότι η ενίσχυση της διάτμησης των ορόφων προϋποθέτει την αύξηση της αντοχής σε εφελκυσμό προκειμένου να επιτραπεί μια καλύτερη κατανομή των δυνάμεων. Στην περίπτωση του δαπέδου από ξύλινες σανίδες, χρησιμοποιήθηκαν φύλλα ινοπλισμένου υλικού πλάτους 100 mm συγκολλημένων με εποξειδική ρητίνη δύο συστατικών . Σε αμφότερες τις περιπτώσεις, ένα δεύτερο στρώμα από ξύλινες σανίδες, που έχει τα χαρακτηριστικά που περιγράφηκαν προηγουμένως, εφαρμόστηκε πάνω από τα ακόμα μη σκληρυμένα σύνθετα φύλλα σε ένα γωνία 90° σε σχέση με την υποκείμενη στρώση και ενώθηκε με αυτό μέσω έξι καρφιών ανά σανίδα (δύο στο μέση και δύο σε κάθε άκρο της σανίδας). Τα συστήματα από την εφαρμογή των φύλλων γυαλιού δείχνονται στα Σχήματα. 3.7 και 3.8 : το πρώτο πρότυπο προβλέπει ένα πλέγμα 300 mm με τα φύλλα προσανατολισμένα κατά μήκος των διαγωνίων, ενώ

στο δεύτερο τα φύλλα ινών εφαρμόζονται κατά μήκος της περιμέτρου του δαπέδου και κατά μήκος των δύο διαγωνίων. Οι γυάλινες ίνες χαρακτηρίζονται από ένα μέτρο Young από 71 GPa, αντοχή σε εφελκυσμό 2900 MPa, επιφανειακή πυκνότητα 0.320 kg Mk2, που ισοδυναμεί σε πλάτος 0,114 χιλιοστά. Στην περίπτωση των δαπέδων με συμπαγή τούβλα, πραγματοποιήθηκε ενίσχυση με ινοπλισμένα υφάσματα, που έχουν τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά όπως εκείνα που χρησιμοποιούνται για το ξύλινο πάτωμα. Ένα στρώμα υδραυλικού ασβέστη πλάτους 10-15 mm με θλιπτική αντοχή 2.4 MPa εφαρμόζεται για την προστασία του ΙΟΠ και την πρόληψη της ενδεχόμενης αστάθειας.



Εικόνα 3.7 Ενίσχυση με ΙΟΠ σε πλέγμα



Εικόνα 3.8 Ενίσχυση με ΙΟΠ στην περίμετρο και τις διαγωνίους

Πίνακας 1

Συνοπτική περιγραφή επεμβάσεων

test No	Είδος Πατώματος	Είδος Ενίσχυσης
01-T2-OR	Ξύλινες σανίδες (2 ΄Ηλοι)	-
02-T6-OR	Ξύλινες σανίδες (6 ΄Ηλοι)	-
09-T2-OR	Ξύλινες σανίδες (2 ΄Ηλοι)	-
03-T4-T6	Ξύλινες σανίδες (4 ΄Ηλοι)	Διπλό σανίδωμα (6 ΄Ηλοι)
05-T4-FV	Ξύλινες σανίδες (4 ΄Ηλοι)	Διπλό σανίδωμα , ΙΟΠ 600 mm, (6 ΄Ηλοι)
06-T4-FV	Ξύλινες σανίδες (4 ΄Ηλοι)	Διπλό σανίδωμα , ΙΟΠ στις διαγώνιους και την περίμετρο, (6 ΄Ηλοι)
10-T4-FV	Ξύλινες σανίδες (4 ΄Ηλοι)	Διπλό σανίδωμα , ΙΟΠ 600 mm, (6 ΄Ηλοι)
07-PI-OR	Συμπαγή Τούβλα	-
08-PI-FV	Συμπαγή Τούβλα	ΙΟΠ 600 mm, Υδραυλική κονία
04-PI-CL	Συμπαγή Τούβλα	Πλάκα Ο.Σ.

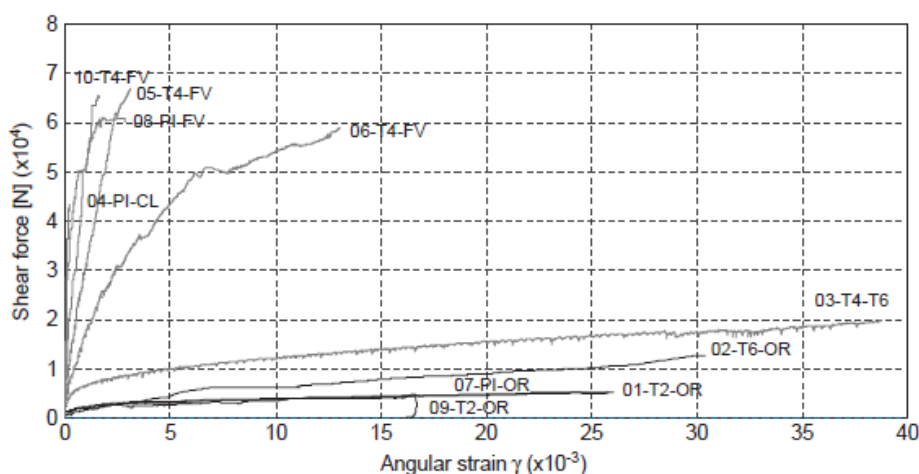
3.1.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα που λαμβάνονται από αυτό το πείραμα αποκαλύπτουν σημαντικά στοιχεία. Το πάτωμα ενισχυμένο με την πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος είναι το πιο δύσκαμπτο μεταξύ των πατωμάτων προς εξέταση, ενώ η ενίσχυση διπλού καταστρώματος φαίνεται να χαρακτηρίζεται από μια περιορισμένη αύξηση της δυσκαμψίας. Οι ταινίες από ινοπλισμένο υλικό είναι σε θέση να αυξήσουν σημαντικά την αντίσταση των δαπέδων φθάνοντας τιμές υψηλότερες από εκείνες της ενίσχυσης με οπλισμένο σκυρόδεμα, αλλά προκειμένου να ληφθούν σημαντικές αυξήσεις στην δυσκαμψία πρέπει οι ταινίες ΙΟΠ να εφαρμοστούν σε μια απόσταση αρκετά μικρή.

Πίνακας 2

Αποτελέσματα των πειραμάτων στα διαφράγματα

Test no.	Max load (N)	$k_{1/3}$ (kN mm ⁻¹)	$\gamma_{1/3} \times 10^{-3}$
01-T2-OR	4,940	0.47	0.46
02-T6-OR	12,380	0.28	4.87
03-T4-T6	19,310	1.71	1.01
04-PI-CL	42,370	169	0.02
05-T4-FV	65,630	11.2	0.56
06-T4-FV	57,840	5.04	1.28
07-PI-OR	5,010	0.28	0.50
08-PI-FV	59,754	99.3	0.04
09-T2-OR ^a	4,770	1.05	0.40
10-T4-FV ^a	64,180	22.8	0.24



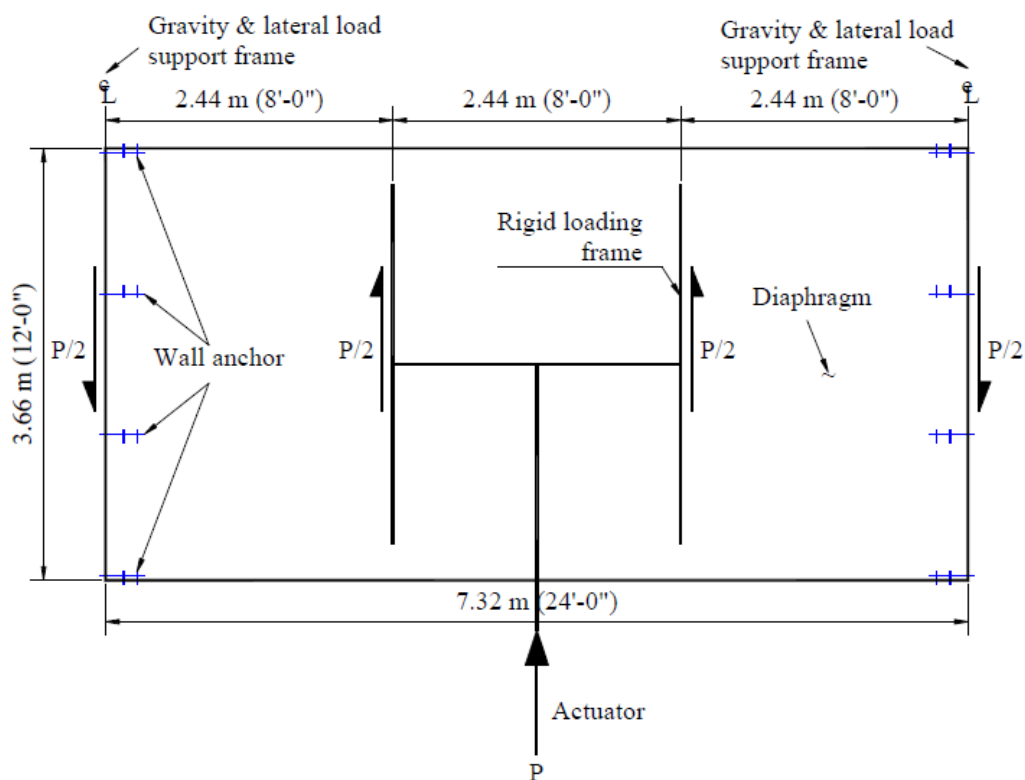
Εικόνα 3.9 Διάγραμμα επιβαλλόμενης δύναμης - γωνιακής παραμόρφωσης

3.2. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΞΥΛΙΝΩΝ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΜΗ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΠΡΙΝ ΤΟ 1950 (Peralta D. F., Bracci M. J., Hueste M. B. D., 2004)

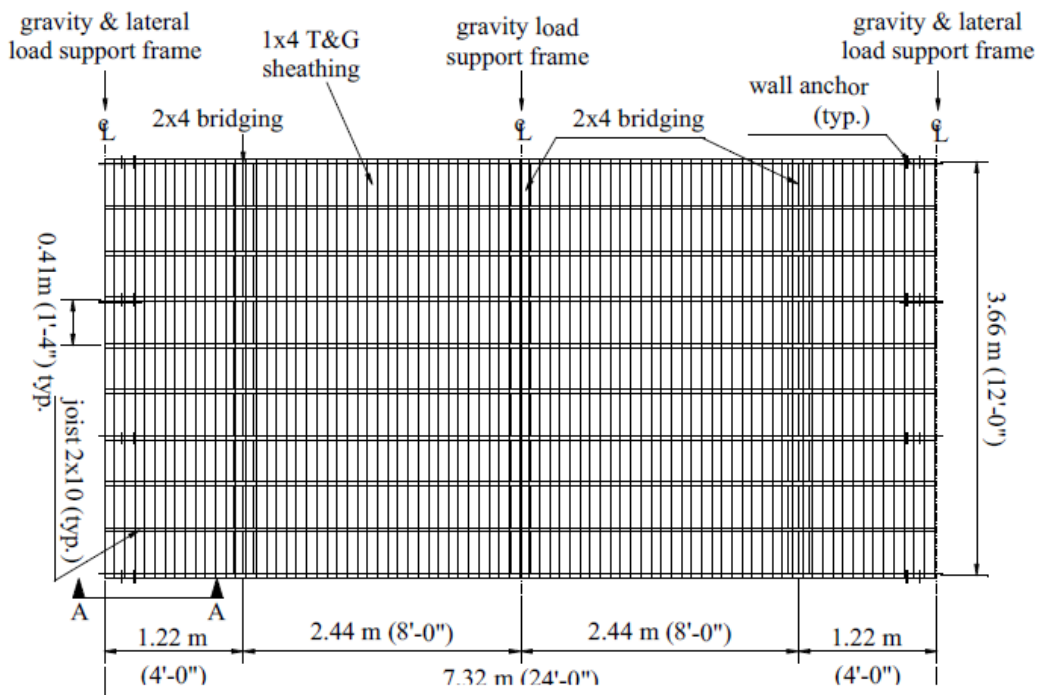
3.2.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Όλα τα δείγματα του δαπέδου που έγιναν κατά τη διάρκεια της πειραματικής αυτής εκστρατείας έχουν τυποποιημένες διαστάσεις 7,32 x 3,66 m, και είναι κατασκευασμένα από ξύλινα στοιχεία "Southern Pine".

Το βασικό δείγμα ονομάζεται MAE-1 είναι ένα παράδειγμα της τυπικής κατασκευής ξύλινου πατώματος, με κύριες δοκούς διατομής 38x235 mm, πάνω από τις οποίες τοποθετούνται ξύλινες σανίδες κάθετα στις δοκούς. Οι σανίδες αποτελούνται από θηλυκό και αρσενικό μέρος με διατομή 19x89 mm.

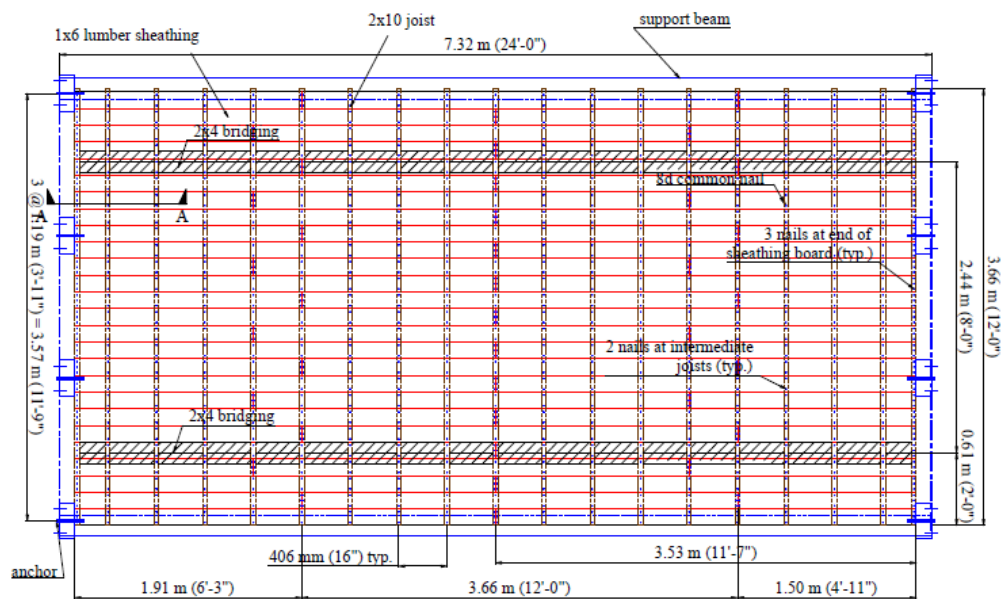


Εικόνα 3.10 Κάτοψη διαφράγματος και απεικόνιση φόρτισης



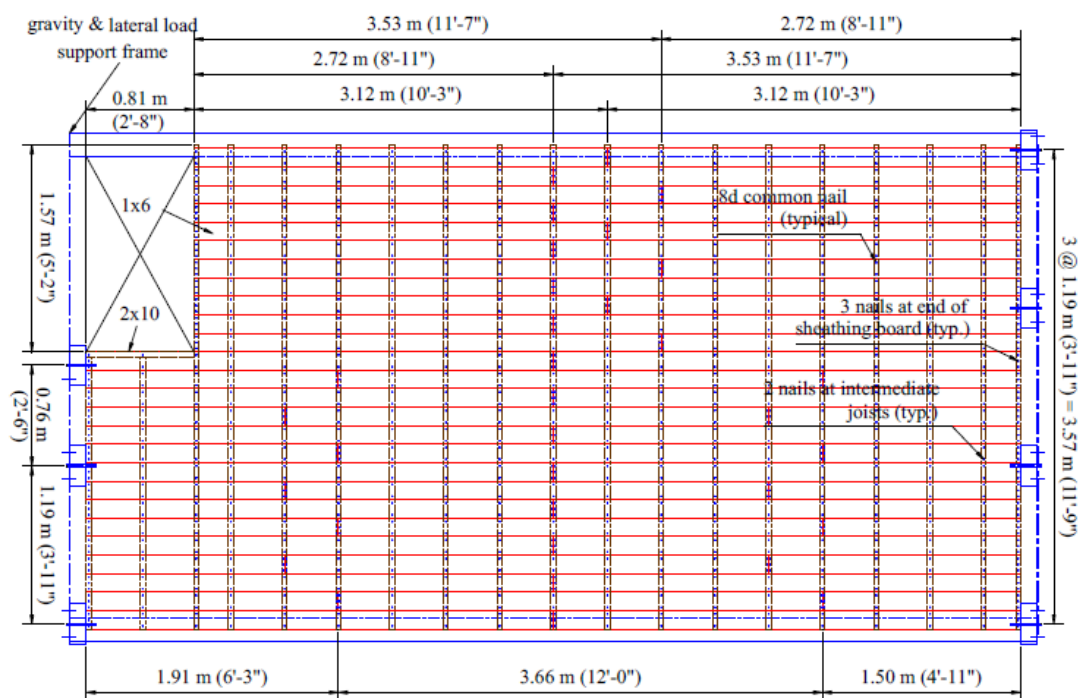
Εικόνα 3.11 Κάτοψη MAE-1

Το δείγμα που αναφέρεται ως MAE-2 έχει τις ίδιες διαστάσεις με το MAE-1, με τη διαφορά πως οι δοκοί τρέχουν παράλληλα με την πλευρά με τη μικρότερη διάσταση και το κατάστρωμα αποτελείται από σανίδες με διατομή 19x140 mm, που συνδέονται με το πλαίσιο του συστήματος δοκιμής μέσω κοχλιών. Επίσης παράλληλα με τη μεγάλη πλευρά είναι τοποθετημένες συμμετρικά δύο μεταλλικές δοκοί.



Εικόνα 3.12 Κάτοψη διαφράγματος MAE-2

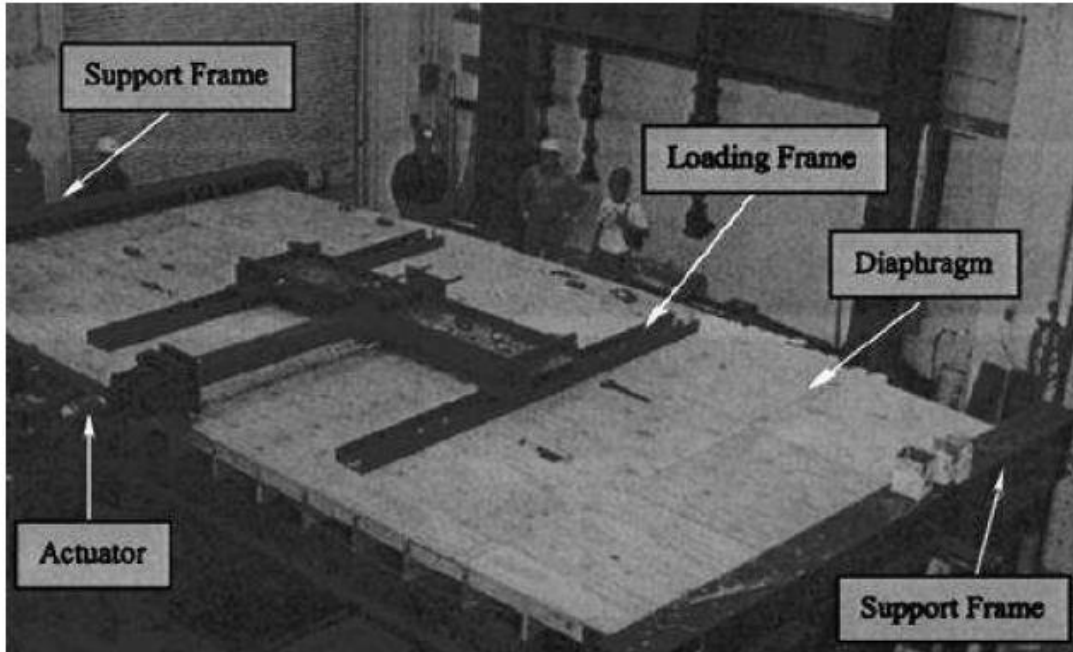
Ο τρίτος τύπος του δείγματος, αυτός που ονομάζεται MAE-3, έχει χαρακτηριστικά πολύ παρόμοια με εκείνα των δειγμάτων MAE-2 με την προσθήκη, ωστόσο, σε μία από τις γωνίες του διαφράγματος μίας οπής με διαστάσεις 0.81x1.57 m, που έχει ως σκοπό την προσομοίωση της παρουσίας ενός κλιμακοστασίου.



Εικόνα 3.13 Κάτοψη διαφράγματος MAE-3

3.2.2. ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

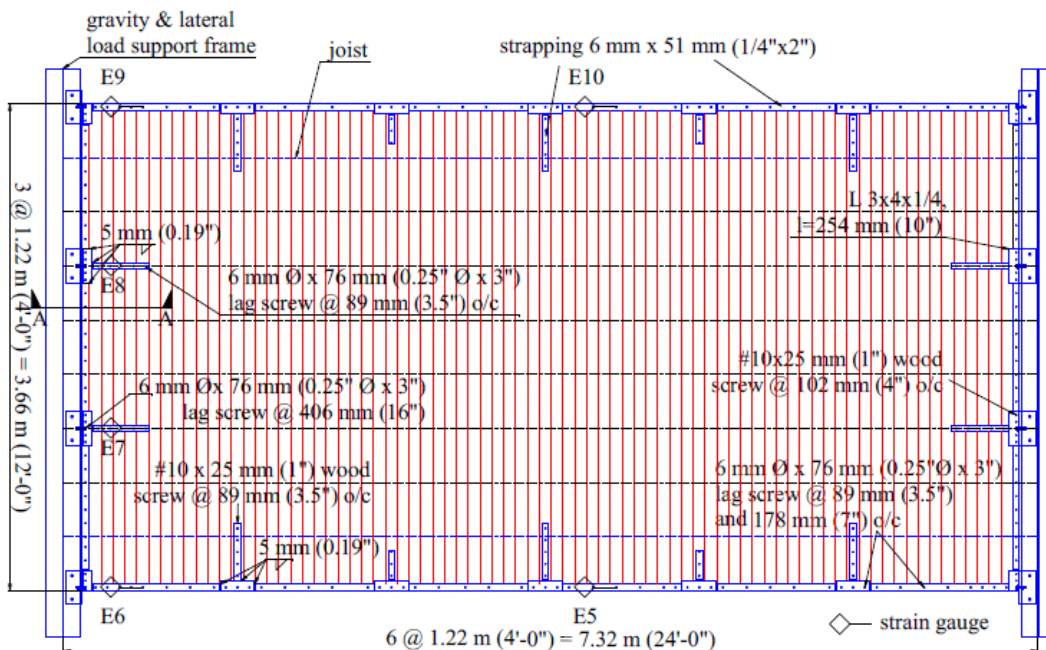
Η μηχανή δοκιμής αποτελείται από δύο χαλύβδινες δοκούς διατεταγμένες κατά μήκος της μικρής πλευράς του δείγματος που έχουν τη λειτουργία της στήριξης της πλάκας, και της διατήρησης της σταθερότητας του επίπεδο κατά την εκτέλεση της δοκιμής. Η πλευρική κίνηση ασκείται μέσω ενός μηχανισμού φόρτισης συνδεδεμένο σε ένα χαλύβδινο πλαίσιο σχήματος Η, ο οποίος αγκυρώνεται με την άνω πλευρά της πλάκας που πρόκειται να ελεγχθεί. Οι αντιδράσεις του δείγματος παρακολουθούνται κατά την εκτέλεση των δοκιμών μέσω 12 μετατροπέων θέσεων και 4 αισθητήρων φορτίου. Τα περισσότερα όργανα βρίσκονται κατά μήκος της μακρύτερης πλευράς της πλάκας, στην αντίθετη πλευρά σε σχέση με τον μηχανισμό.



Εικόνα 3.14 Διάταξη & Μηχανισμός Φόρτισης

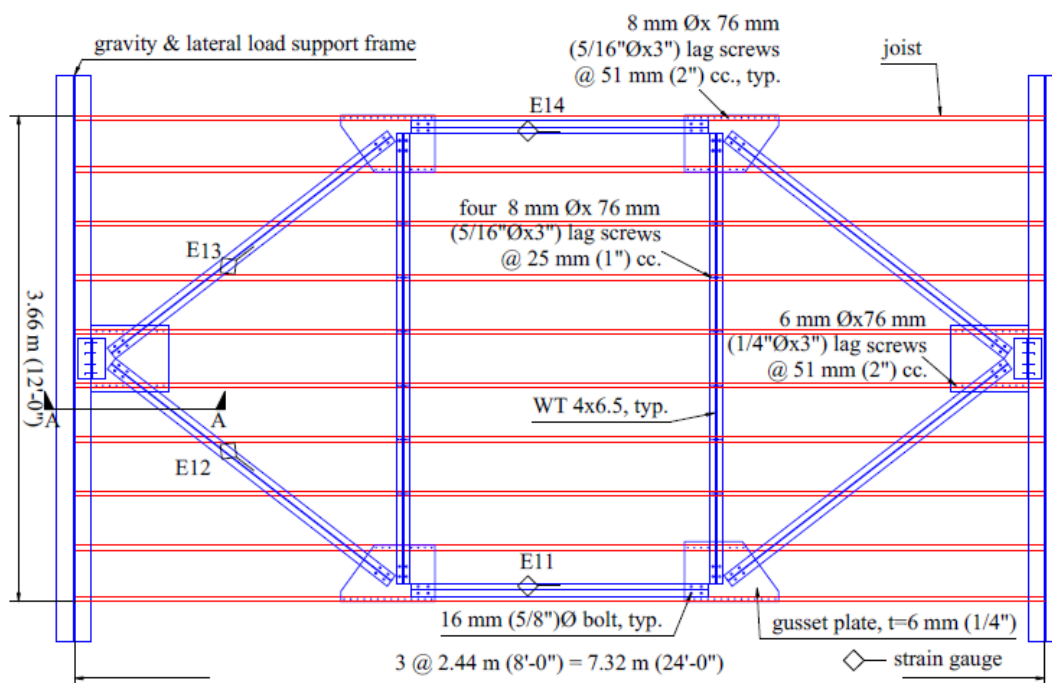
3.2.3. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Ο πρώτος τύπος ενίσχυσης για την πλάκα MAE-1 και ονομάζεται MAE-1A, προτείνει την χρήση των καρφιών με διάμετρο 6 mm και μήκος 76 mm ώστε να βελτιωθεί η σύνδεση μεταξύ σανίδων και κύριων δοκών, αλλά και των περιμετρικών δοκών, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.17.



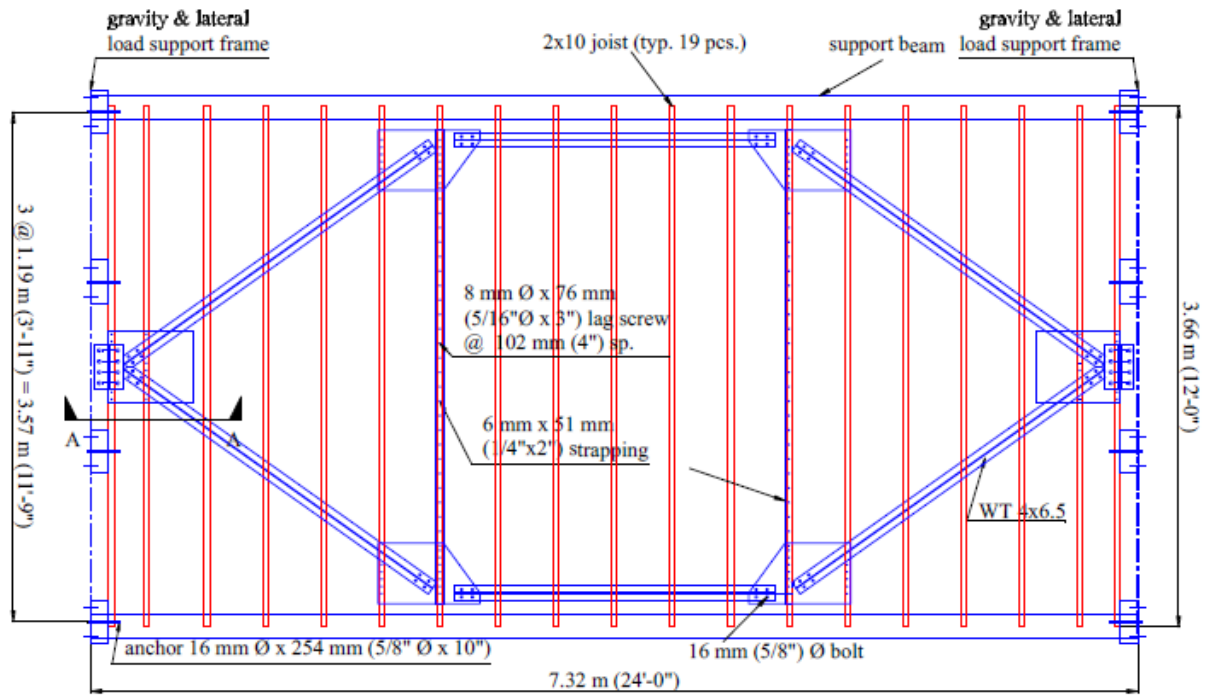
Εικόνα 3.15 Κάτοψη ενισχυμένου διαφράγματος MAE-1A

Ο δεύτερος τύπος ενίσχυσης που εφαρμόζεται στην πλάκα MAE-1, με το ακρωνύμιο MAE-1B, προτείνει προκειμένου να βελτιωθεί η δυσκαμψία εντός επιπέδου του πατώματος, την εισαγωγή κάτω από τις δοκούς, μεταλλικών αντηρίδων.

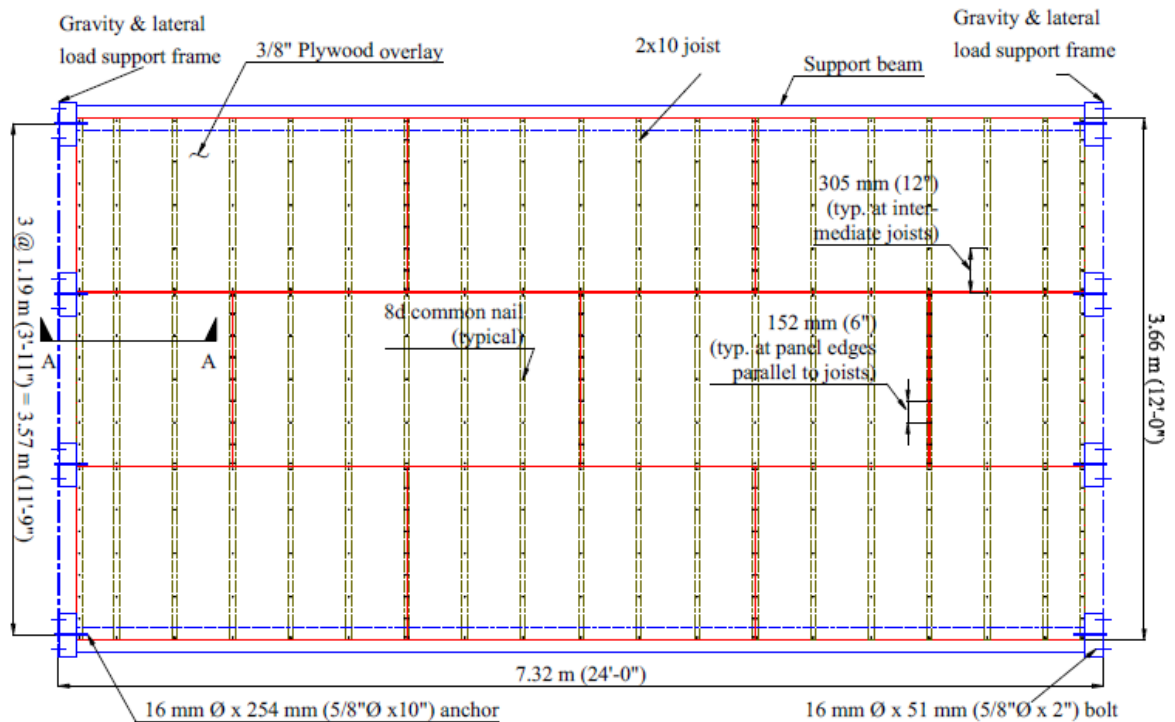


Εικόνα 3.16 Κάτοψη ενισχυμένου διαφράγματος MAE-1A

Η πρώτη τεχνική ενίσχυσης που εφαρμόζεται στο πάτωμα MAE-2 και καλείται MAE-2A αποτελείται, όπως έχει γίνει και για την δοκιμή MAE-1B από ένα μεταλλικό δικτύωμα που τοποθετείται κάτω από τις κύριες δοκούς. Το δείγμα MAE-2B έχει αντίθετα ενισχυθεί με κόντρα πλακέ επάνω στο πέτσωμα, αλλά δεν συνδέεται με το περιμετρικό πλαίσιο της μηχανής, η σύνδεση που εφαρμόζεται, στο δείγμα που ονομάζεται MAE-2C.

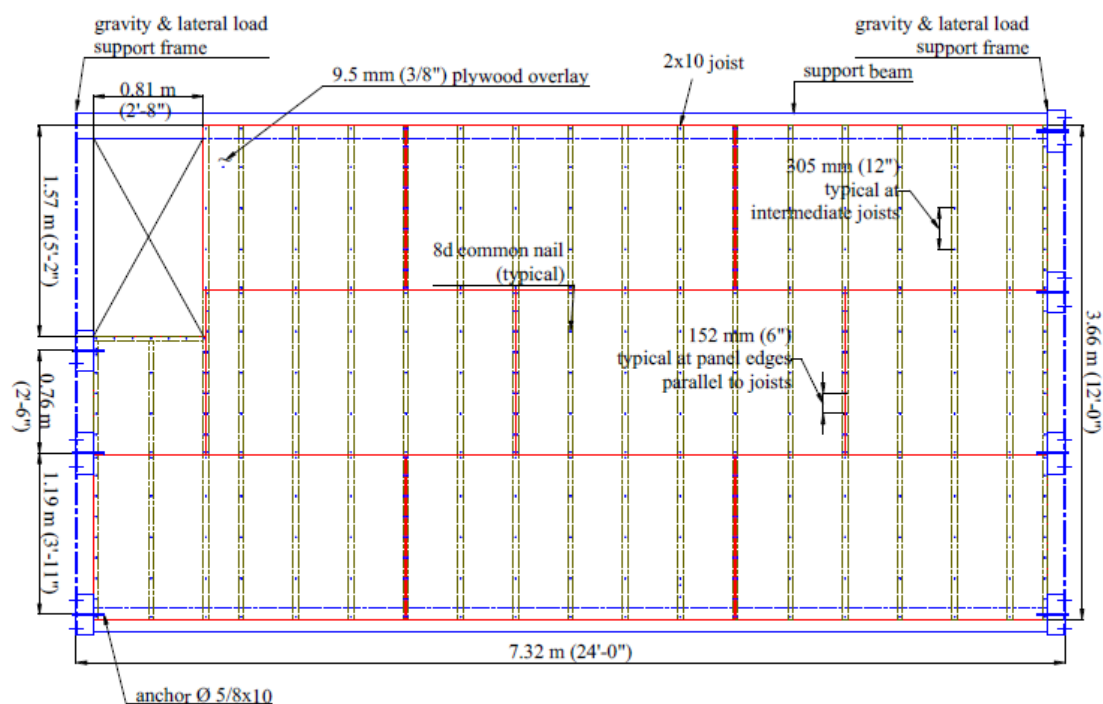


Εικόνα 3.17 Κάτοψη ενισχυμένου διαφράγματος MAE-2A



Εικόνα 3.18 Κάτοψη ενισχυμένου διαφράγματος MAE-2B

Όσον αφορά τέλος το διάφραγμα MAE-3 ενισχύθηκε τοποθετώντας κόντρα πλακέ (plywood) στο κατάστρωμα και συνδέθηκε με τις περιμετρικές δοκούς, ενώ τοποθετήθηκαν μεταλλικά ελάσματα γύρω από την οπή.



Εικόνα 3.19 Κάτοψη ενισχυμένου διαφράγματος MAE-3A

Πίνακας 3

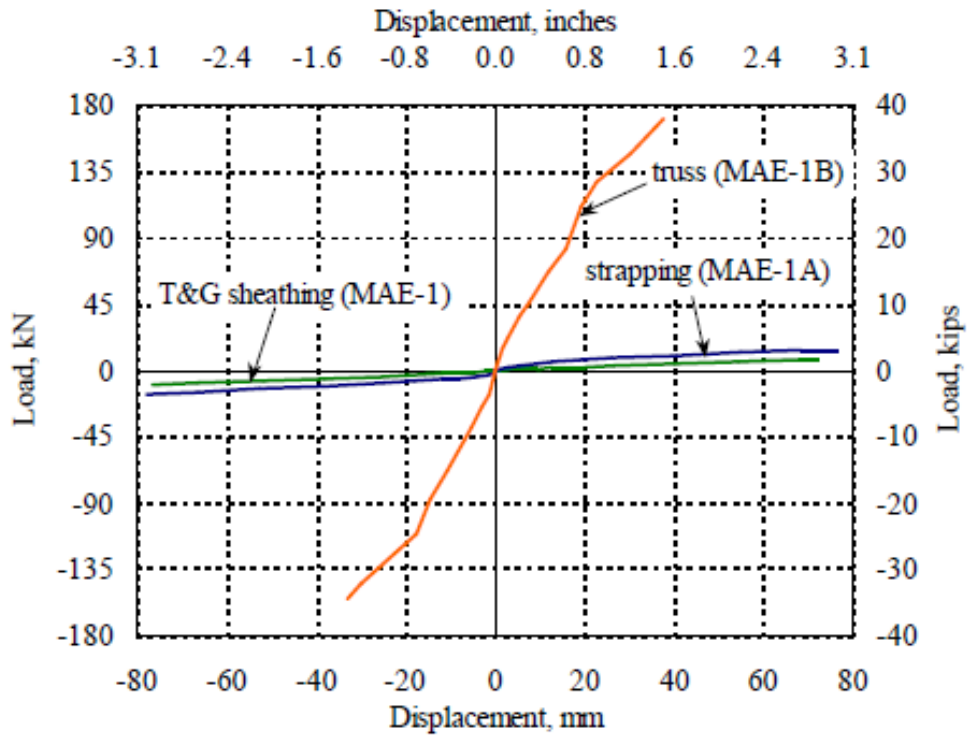
Συνοπτική περιγραφή των διαφραγμάτων

ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
MAE-1	1 x 4 tongue and groove sheathing, star anchors
MAE-1A	MAE-1 with enhanced bolted connections and perimeter steel strapping
MAE-1B	MAE-1A with steel truss
MAE-2	1 x 6 straight sheathing, bolted connections, unchorded
MAE-2A	MAE-2 with steel truss
MAE-2B	MAE-2 with 9.5 mm unblocked plywood overlay
MAE-2C	MAE-2 with 9.5 mm blocked plywood overlay
MAE-3	1 x 6 straight sheathing, bolted connections, unchorded, corner opening

MAE-3A	MAE-3 with 9.5 mm unblocked plywood overlay
MAE-3B	MAE-3 with 9.5 mm blocked plywood overlay, steel strap at opening

3.2.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Από την ανάλυση των αποτελεσμάτων, παρατηρούμε πως το πρώτο μοντέλο της πλάκας, που δεν είναι ενισχυμένο, έχει μια πολύ εύκαμπτη συμπεριφορά εντός επιπέδου, με την πλευρική αντίσταση της ίδιας, η οποία οφείλεται σε μεγάλο βαθμό στη κάμψη των δοκών και την τριβή που δημιουργείται μεταξύ των σανίδων ,εξοπλισμένων με αρσενικές και θηλυκές αρθρώσεις. Αυτή η διαμόρφωση χαρακτηρίζεται από υψηλή ευκαμψία του διαφράγματος, έχει ως αποτέλεσμα την σχεδόν πλήρη απουσία βλάβης κατά τη διάρκεια ολόκληρου του πρώτου μέρους της δοκιμής. Η βελτίωση των συνδέσεων στο δείγμα MAE-1A, η οποία επιτυγχάνεται με την εισαγωγή βιδών με τετραγωνική κεφαλή, έδειξε μια γενική αύξηση στην ακαμψία και την αντοχή του δαπέδου. Η ενίσχυση που γίνεται με την προσθήκη του μεταλλικού δικτυώματος είναι αυτή που παρέχει τη μεγαλύτερη αύξηση στην αντοχή και διάτμητική δυσκαμψία, ακολουθούμενη από την ενίσχυση με κόντρα πλακέ. Ακολουθούν μια σειρά από διαγράμματα και πίνακες που προσδιορίζουν την απόκριση των εκάστοτε διαφραγμάτων και των ενισχύσεων σε αυτά.



Εικόνα 3.20 Συγκριτικό διάγραμμα περιβαλλουσών καμπύλων για διάφραγμα MAE-1

Πίνακας 4

Σύγκριση Βασικών Μεγεθών για MAE-1

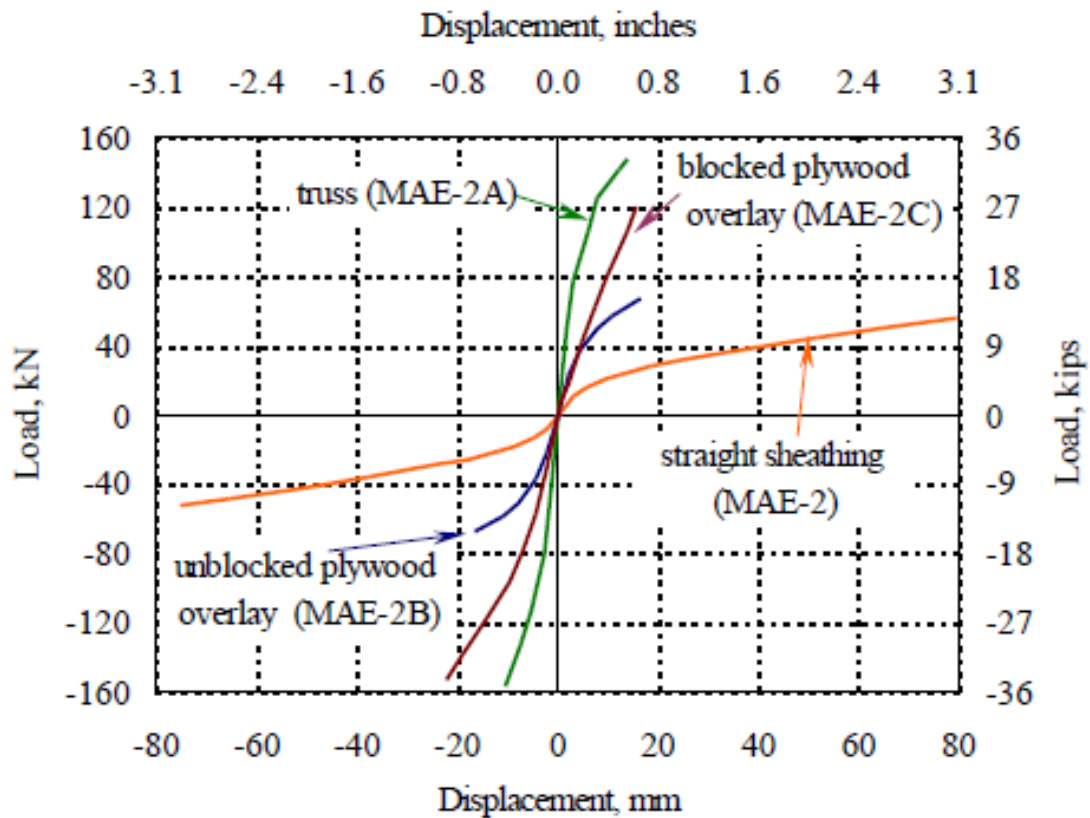
Parameter	MAE-1	MAE-1A	MAE-1B	1A/1	1B/1
V_y , kN (kips)	4 (0.8)	7 (1.6)	116 (26.0)	2.0	32.5
Δ_y , mm (in.)	25 (1.0)	15 (0.6)	20 (0.8)	0.6	0.8
K , kN/cm (kips/in.)	1.4 (0.8)	5.1 (2.8)	59.3 (33.8)	3.5	41.2
K_2 , kN/cm (kips/in.)	0.9 (0.5)	1.3 (0.8)	28.6 (16.3)	1.6	32.6

V_y = Yielding actuator force

Δ_y = Yielding displacement

K = Effective stiffness

K_2 = Post-yield stiffness

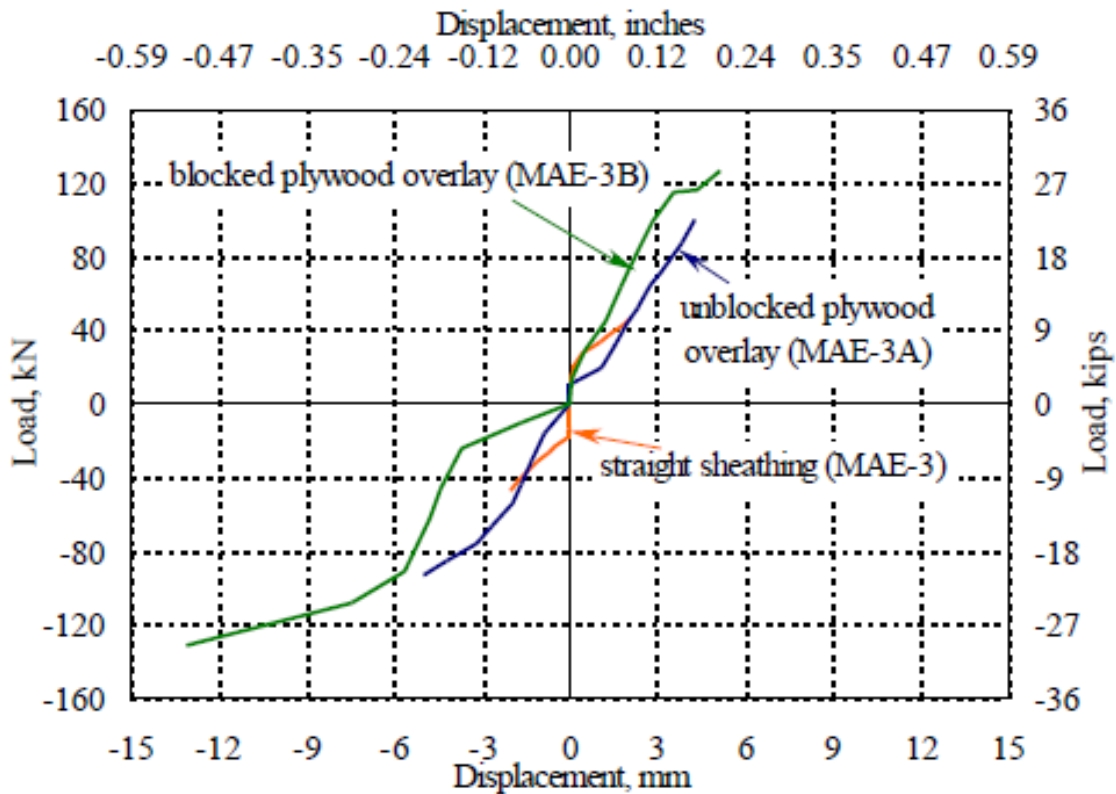


Εικόνα 3.21 Συγκριτικό διάγραμμα περιβαλλουσών καμπύλων για διάφραγμα MAE-2

Πίνακας 5

Σύγκριση Βασικών Μεγεθών για MAE-2

Parameter	MAE-2	MAE-2A	MAE-2B	MAE-2C	2A/2	2B/2	2C/2
V_y , kN (kips)	29 (6.6)	115 (25.7)	48 (10.7)	68 (15.2)	3.9	1.6	2.3
Δ_y , mm (in.)	16 (0.6)	5 (0.2)	6 (0.2)	6 (0.2)	0.3	0.4	0.4
K , kN/cm (kips/in.)	18.4 (10.3)	233.0 (128.5)	83.6 (46.5)	113.0 (66.1)	12.5	4.5	6.4
K_2 , kN/cm (kips/in.)	4.0 (2.3)	54.3 (31.0)	18.2 (10.4)	55.2 (31.5)	13.5	4.5	13.7



Εικόνα 3.22 Συγκριτικό διάγραμμα περιβαλλουσών καμπύλων για διάφραγμα MAE-3

Πίνακας 6

Σύγκριση Βασικών Μεγεθών για MAE-3

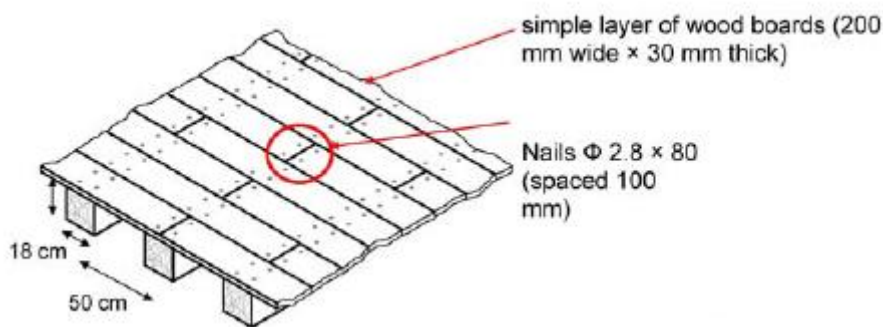
Parameter	MAE-3	MAE-3A	MAE-3B	3A/3	3B/3
V_y kN (kips)	23 (5.2)	65 (14.6)	82 (18.5)	2.8	3.6
Δ_y mm (in.)	12 (0.5)	13 (0.50)	12 (0.5)	1.0	1.0
K kN/cm (kips/in.)	18.6 (10.6)	51.2 (29.2)	71.2 (38.5)	2.8	3.6
K_2 kN/cm (kips/in.)	3.5 (2.0)	6.7 (3.8)	29.1 (16.6)	1.9	8.3

Τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτής της πειραματικής αποδεικνύουν πως η χρήση των κατάλληλων τεχνικών ενίσχυσης επιτρέπει να επιτύχουμε καλά αποτελέσματα από την άποψη της βελτίωσης της αντίστασης και της διατμητικής δυσκαμψίας εντός επιπέδου σε σχέση με την διατμητική παραμόρφωση.

3.3. Ο ΡΟΛΟΣ ΤΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ (M. Piazza , C. Baldessari & R. Tomasi , 2009)

3.3.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

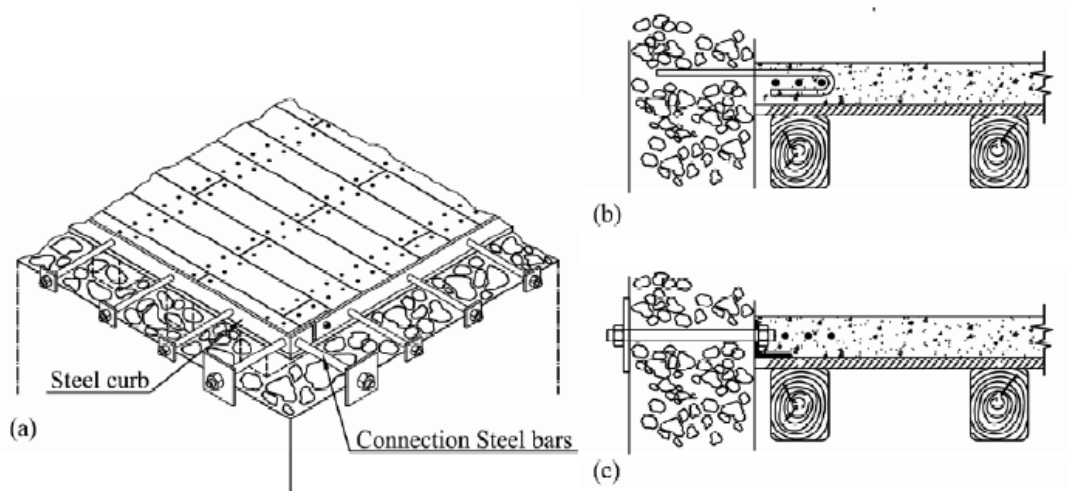
Σε αυτή τη δημοσίευση, θεωρείται ένα απλό υποστηρίζεται δάπεδο ξυλείας, όπου τα δοκάρια έχουν διατομή 18 x 18 cm, σε απόσταση 50cm, σύνηθες σύστημα για την κατασκευή του πατώματος στα ιταλικά ιστορικά κτίρια. Το κατάστρωμα αποτελείται από ένα απλό στρώμα από σανίδες ξύλου (3 cm), τοποθετημένες σταυρωτά και καρφωμένες στις ξύλινες δοκούς (4 καρφιά ανά τομή μεταξύ σανίδας και δοκού, βλέπε σχήμα)



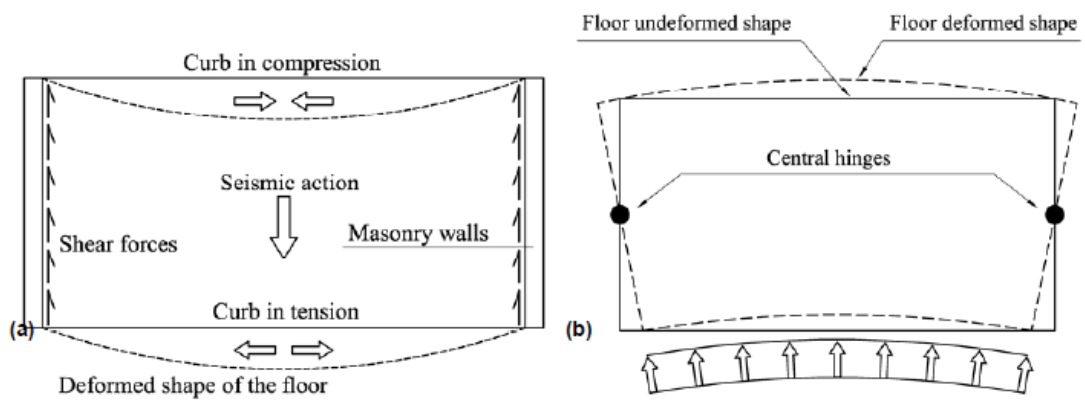
Εικόνα 3.23 Απλό πάτωμα

3.3.2. ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

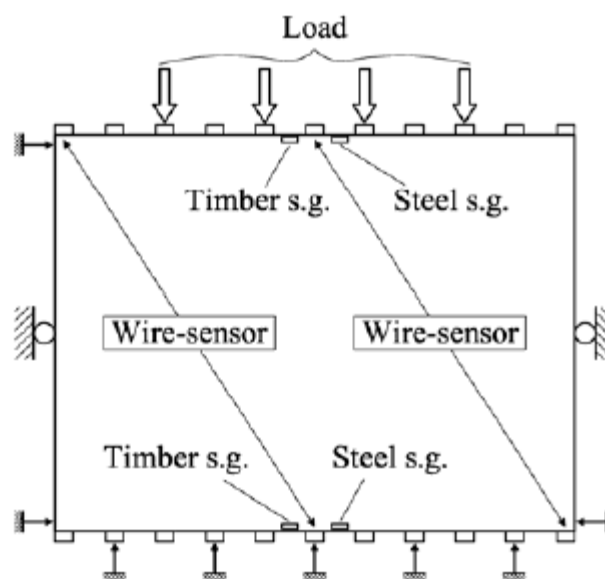
Η μηχανική διάταξη ήταν σχεδιασμένη λαμβάνοντας υπόψη τις διαστάσεις του δείγματος, τις συνοριακές συνθήκες και τη διαμόρφωση του φορτίου. Τα δάπεδα κατασκευάστηκαν στο εργαστήριο σε δύο διαφορετικά μεγέθη: για τις μονοτονικές φορτίσεις χρησιμοποιήθηκαν δάπεδα μικρού μεγέθους (1 x 2 m), ενώ οι κυκλικές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα πατώματος με πραγματικό μέγεθος (4 x 5 m).



Εικόνα 3.24 Σύνδεση διαφράγματος με την περιμετρική τοιχοποιία



Εικόνα 3.25 Σχηματική απεικόνιση του Φορέα



Εικόνα 3.26 Διάταξη φόρτισης του διαφράγματος 4m x 5m

Η ρύθμιση που επιλέχθηκε για την μετάδοση της δύναμης απεικονίζεται στο Σχήμα 3.27, όπου τα δύο επίπεδα των χαλύβδινων σταυρωτών δοκών υιοθετήθηκαν προκειμένου να διανεύουν το φορτίο του ενιαίου υδραυλικού γρύλου σε τέσσερα δοκάρια ξυλείας. Μια προκαταρκτική αριθμητική ανάλυση απέδειξε πως αυτή η ρύθμιση είναι σε θέση να αναπαράγει με ακρίβεια ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο. Τέσσερις διαφορετικές διαμορφώσεις φορτίου θεωρήθηκαν, από τη θεωρητική κατάσταση του ομοιόμορφου φορτίου στην πραγματική κατάσταση που εγκρίθηκε κατά τη διάρκεια της δοκιμής, η οποία μπορεί να εκτιμηθεί επαρκώς, σύμφωνα με τα αριθμητικά αποτελέσματα που αναφέρονται στον παρακάτω πίνακα . Αξίζει να σημειωθεί ότι το δάπεδο με το πραγματικό μέγεθος αποτελείται από 11 ξύλινες δοκούς.

Πίνακας 7

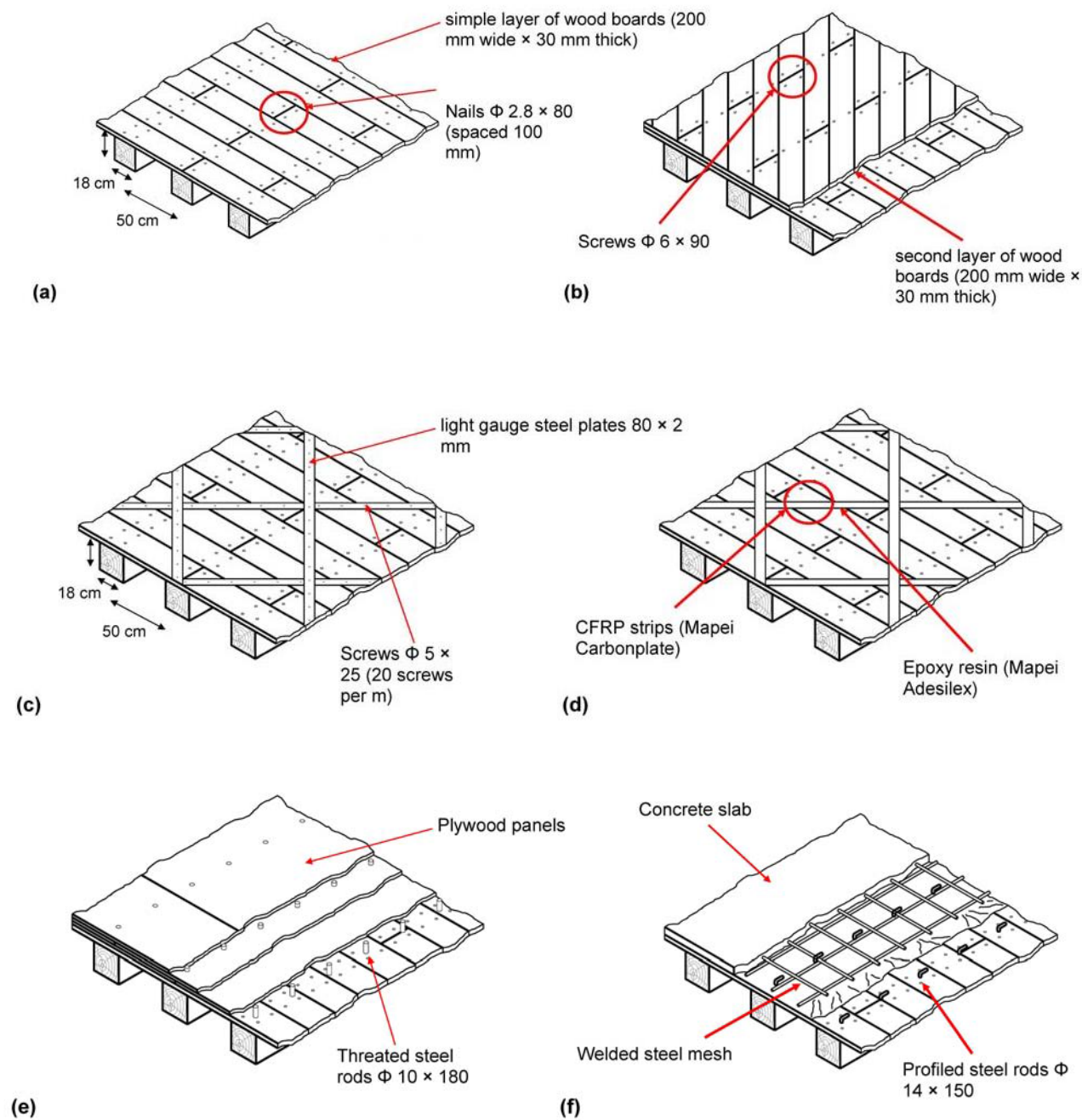
Προσομοίωση ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου

Load	Displacement (mm)	Deviation	
		(mm)	(%)
Uniform	25,65	-	-
11 beams	23,86	1,79	7,0
6 beams	23,38	2,27	8,8
4 beams	23,54	2,11	8,2

Κυκλικές οιονεί στατικές δοκιμές εκτελέστηκαν υπό έλεγχο μετατόπισης, με ένα ρυθμό φόρτισης που κυμαίνεται από 0,05 και 2 mm / s, σύμφωνα με τη διαδικασία δοκιμής που περιγράφεται στο ευρωπαϊκό πρότυπο EN 12512. Στη διαδικασία αυτή, οι κυκλικές δοκιμές που ορίζονται ως συνάρτηση της αξίας διαρροής, η οποία μπορεί να είναι προσδιοριστεί μόνο πειραματικά μέσω μιας προκαταρκτικής μονοτονικής δοκιμής. Αυτές οι προκαταρκτικές δοκιμές διεξήχθησαν στα μικρού μεγέθους δείγματα, με τον υδραυλικό γρύλο να ενεργεί μόνο στην κεντρική ξύλινη δοκό.

3.3.3. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Ξεκινώντας με την αρχική διαμόρφωση, πέντε διαφορετικές τεχνικές ενίσχυσης μελετήθηκαν, προκειμένου να αυξηθεί το επίπεδο της δυσκαμψίας και ως εκ τούτου η αντοχή του κτιρίου. Επιπλέον, σε ορισμένες περιπτώσεις, το υπάρχον πάτωμα μπορεί να επωφεληθεί από ένα υψηλότερο επίπεδο της εκτός επιπέδου αντοχής και δυσκαμψίας, ανάλογα με τις διάφορες τεχνικές που θεωρούνται, όπως στην περίπτωση των σύνθετων δομών, ξύλο-ξύλο, ή, οπλισμένο σκυρόδεμα ξύλο. Στην πρώτη τεχνική ενίσχυση θεωρείται ένα δεύτερο στρώμα από ξύλινες σανίδες (πλάτος 100 cm, πάχος 3 cm), σταυρωτά τοποθετημένα με τα υφιστάμενα και σταθεροποιημένα στις δοκούς με 6 mm βίδες χάλυβα (2-4 βίδες ανά τομή μεταξύ σανίδας και δοκού, βλέπε σχήμα). Η εφαρμογή της διαγώνιας ενίσχυσης (45°) στις υπάρχουσες σανίδες από ξύλο, μπορεί να γίνει χρησιμοποιώντας λεπτές πλάκες χάλυβα (πλάτους 80 mm και πάχους 2 mm), βιδωμένες με τις σανίδες (20 βίδες ανά m, διαμέτρου 5 mm X 25 mm, βλέπε σχήμα), ή φαρδιές λωρίδες από CFRP (πλάτους 50 mm, πάχος 1,4 χιλιοστά), κολλημένο στο ξύλο με τη βοήθεια μίας εποξικής ρητίνης στη βάση (βλέπε σχήμα 2δ). Το πλέγμα διαγώνιων ενισχύσεων, που εφαρμόζεται στο πάτωμα είναι 705 χιλιοστά για τις δύο τεχνικές που αναλύθηκαν. Μια άλλη τεχνική ενίσχυσης που αναλύθηκε κάνει χρήση τριών στρωμάτων κόντρα πλακέ (πάχους 21 χιλιοστών), διατεταγμένο στο υπάρχον στρώμα του ξύλου, το οποίο συνδέεται με ξύλινες δοκούς μέσω κόλλας πολυουρεθάνης και χαλύβδινων ράβδων 10 mm. Μια πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος που συνδέεται με τις ξύλινες δοκούς είναι μια τεχνική ενίσχυση που χρησιμοποιήθηκε ευρέως κατά τις τελευταίες δεκαετίες, για την αποκατάσταση των ξύλινων δαπέδων. Μια απλή πλάκα από σκυρόδεμα (πάχος 50 mm) τοποθετείται πάνω στις ξύλινες σανίδες, ενώ ο οπλισμός της πλάκας αποτελείται από ένα μεταλλικό πλέγμα (διαμέτρου 6 χιλιοστών, δίχτυ 200 mm x 200 mm). Οι συνδέσεις μεταξύ των δοκών ξυλείας και πλάκας σκυροδέματος γίνονται με τη βοήθεια ράβδων L σχήματος διατομής (ράβδοι οπλισμού σκυροδέματος FeB 44 k, διαμέτρου 16 mm, 150 χιλιοστά και 50 mm ακμές, κολλημένη στις ξύλινες δοκούς σε τρύπες βάθος 90mm).

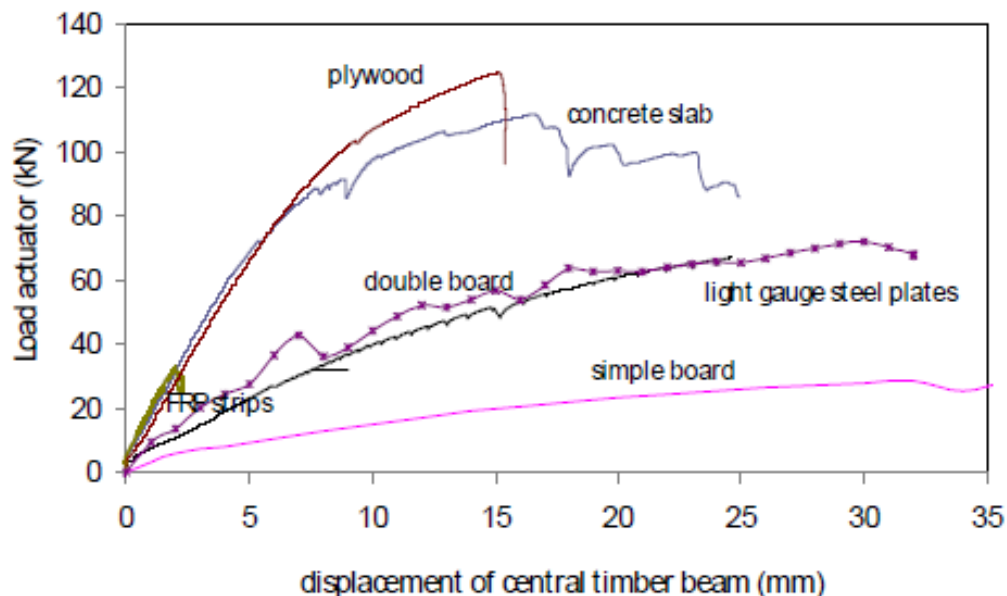


Εικόνα 3.27 α) απλό πάτωμα, β) ενισχυμένο με δεύτερο σανίδωμα (45°), γ) ενισχυμένο με χαλύβδινα ελάσματα, δ) ενισχυμένο με ταινίες FRP, ε) ενισχυμένο με κόντα πλακέ, ς) ενισχυμένο με πλάκα σκυροδέματος

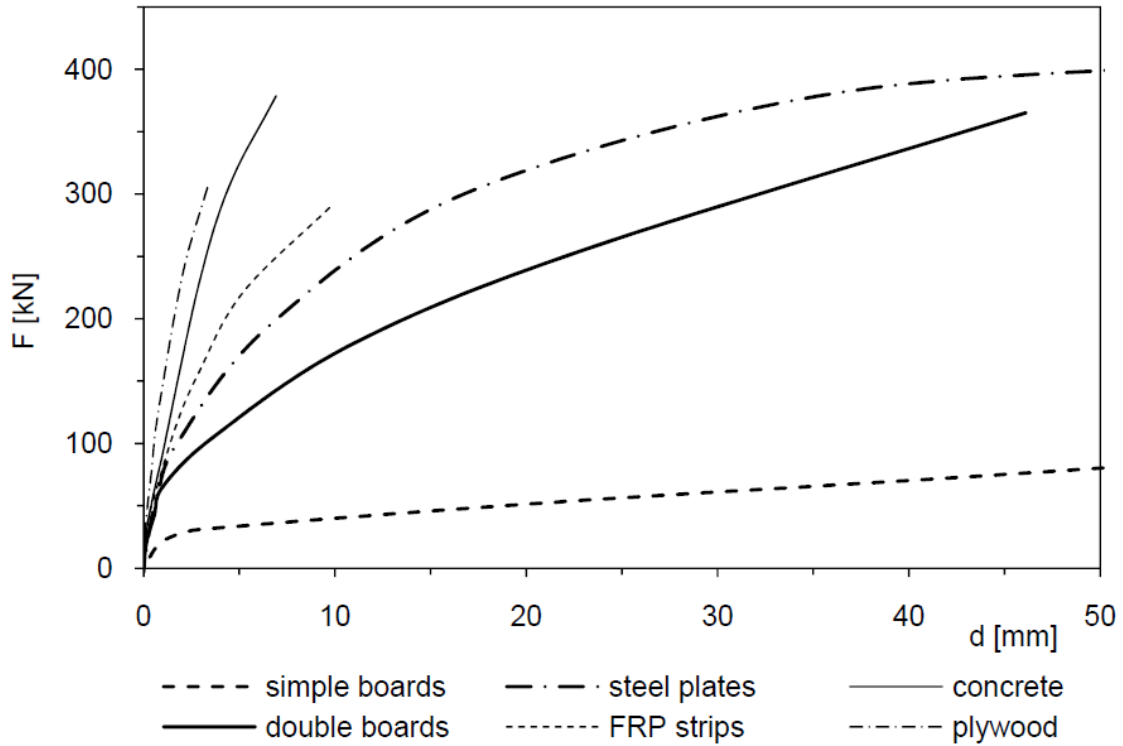
3.3.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Το πρόγραμμα δοκιμών συμπεριλαμβάνει όλες τις τυπολογίες δαπέδου που αναφέρθηκαν παραπάνω. Τα προκαταρκτικά αποτελέσματα στη μονοτονική δοκιμή, που πραγματοποιήθηκαν σε μικρού μεγέθους δείγματα ($1\text{m} \times 2\text{m}$), χωρίς τη χρήση περιμετρικού χαλύβδινου συνδετήρα, αναφέρονται στο διάγραμμα του σχήματος 3.28 ως ισχύς του υδραυλικού γρύλου σε σχέση με την μετατόπιση της κεντρικής δοκού, για τις διάφορες τεχνικές αναλύσεις. Για το κυκλικό πρωτόκολλο όλα τα δείγματα δοκιμάστηκαν σε πραγματικό μέγεθος ($4 \times 5 \text{ m}$), ενώ χρησιμοποιήθηκε χαλύβδινος δακτύλιος κατά μήκος της περιμέτρου του δαπέδου, τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.29.

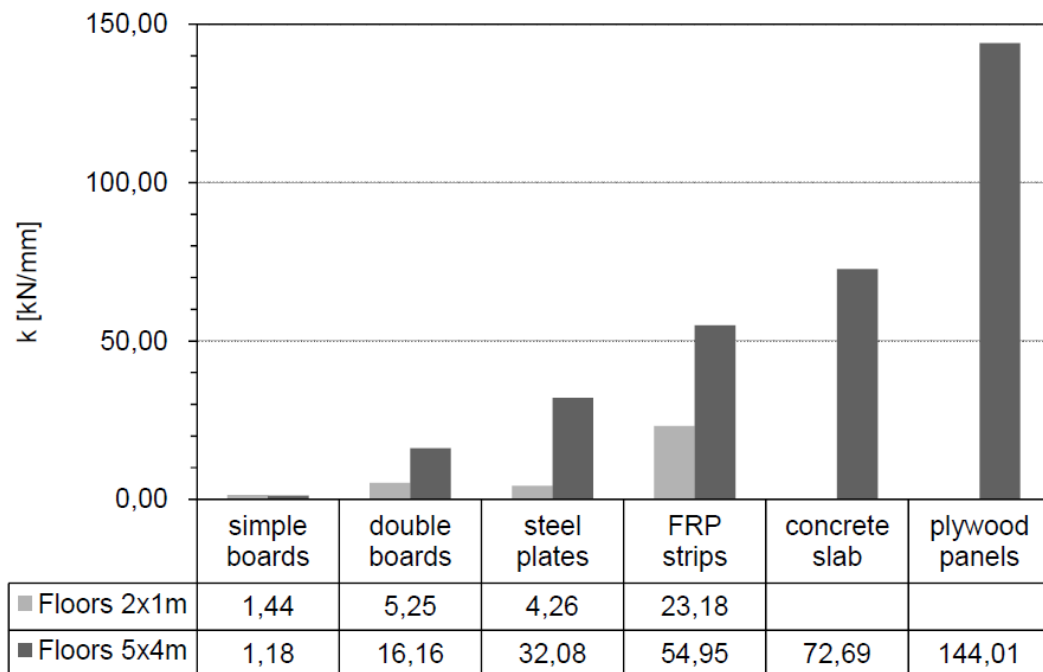
Τα διαγράμματα αντικατοπτρίζουν επαρκώς την εντός επιπέδου δυσκαμψία του δαπέδου: η αξία της δυσκαμψίας λήφθηκε, για τις μονοτονικές δοκιμές, σύμφωνα με την ακριβή διαδικασία που περιγράφεται στο πρότυπο EN 12512. Για τα δείγματα πραγματικού μεγέθους, η δυσκαμψία πραγματοποιήθηκε απευθείας από τα κυκλικά διαγράμματα, υιοθετώντας μια γραφική μέθοδο.



Εικόνα 3.28 Συγκριτικό Διάγραμμα δύναμης μετατόπισης για τα μικρά δοκίμια ($1\text{m} \times 2\text{m}$)



Εικόνα 3.29 Συγκριτικό Διάγραμμα δύναμης μετατόπισης για τα δοκίμια πραγματικού μεγέθους (4m x 5m)



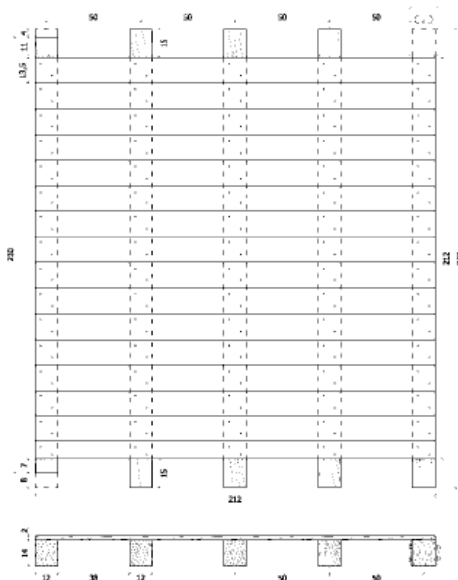
Εικόνα 3.30 Συγκριτικό διάγραμμα δυσκαμψίας διαφραγμάτων

Από τα παραπάνω διαπιστώνουμε την υψηλή εντός επιπέδου παραμόρφωση του δαπέδου με τις απλές σανίδες που απαιτεί ενίσχυση εντός επιπέδου προκειμένου να είναι σε θέση να μεταφέρει αποτελεσματικά τις σεισμικές δράσεις στους περιμετρικούς τοίχους χωρίς να επιτρέψει την κάμψη εκτός επιπέδου. Θέτοντας ένα δεύτερο στρώμα από ξύλινες σανίδες σε γωνία 45° η εντός επιπέδου δυσκαμψία αποδεικνύεται σε οκτώ φορές μεγαλύτερη από ό, τι αυτή του αρχικού πατώματος. Οι άλλοι τύποι ενισχύσεων οδηγούν σε περαιτέρω αύξηση της δυσκαμψίας ξεκινώντας από αυτή της ενίσχυσης με χαλύβδινα ελάσματα, συνεχίζοντας σε αυτή με FRP, στην πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος και τελικά σε πάνελ από κόντρα πλακέ. Η τελευταία λύση οδηγεί σε αύξηση της δυσκαμψίας περίπου εβδομήντα φορές σε σχέση με του αρχικού φορέα.

3.4. ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΩΝ ΞΥΛΙΝΩΝ ΔΑΠΕΔΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ (Maria Rosa Valluzzi, Enrico Garbin, Massimo Dalla Benetta & Claudio Modenaaluzzi ,2010)

3.4.1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

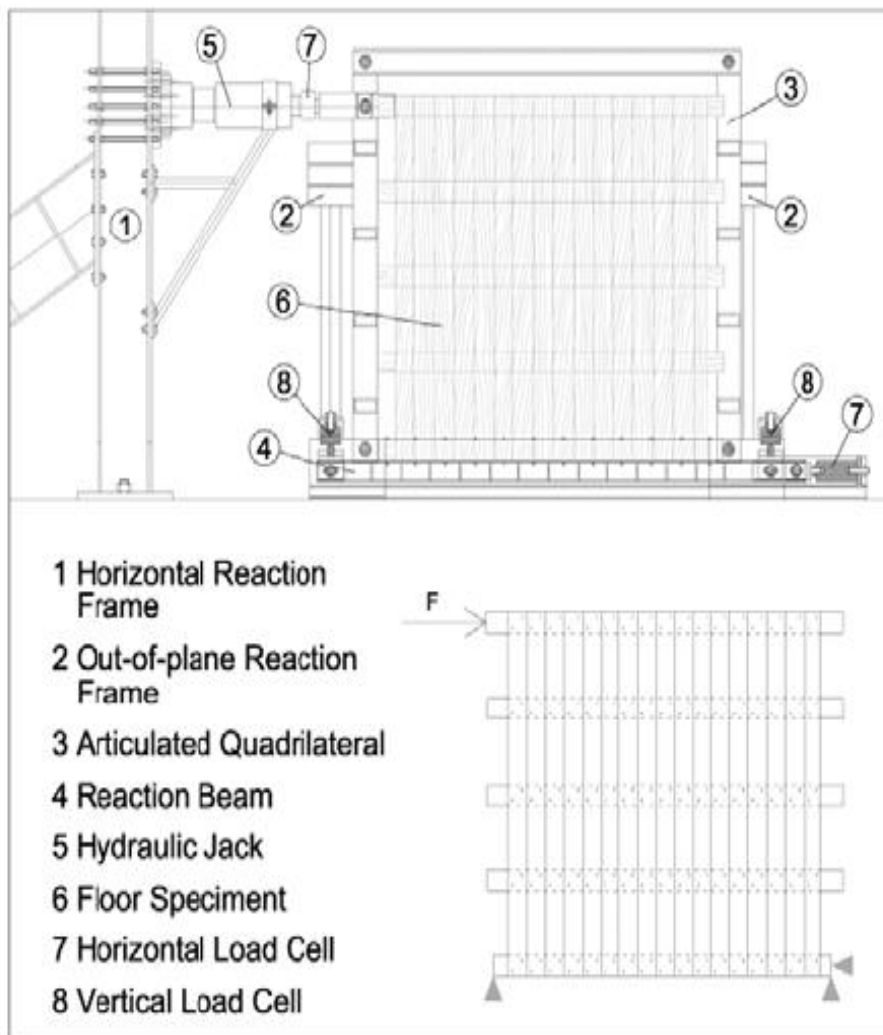
Τα ξύλινα δάπεδα χωρίς ενίσχυση, διαστάσεων (2,2m × 2,2m), τα οποία αναφέρονται ως FMSB και FM, κατασκευάστηκαν με στοιχεία πραγματικού μεγέθους. Τα δείγματα αυτά, παρουσιάζουν μια κοινή τυπολογία πατώματος, μιας διεύθυνσης, αποτελούνται από απλές ξύλινες δοκούς και ένα εγκάρσιο κατάστρωμα. Ειδικότερα, πέντε δοκοί διατομής 12 cm × 14 cm, και ένα βασικό πέτσωμα πλάτους 135 mm και πάχους 20 mm, χρησιμοποιήθηκαν. Ξύλο ερυθρελάτης χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή όλων των στοιχείων. Κάθε σανίδα ενώθηκε με κάθε δοκό με τη βοήθεια 2 ήλων Ø2,75 × 60 mm, για ένα σύνολο 32 καρφιών ανά δοκό και 10 καρφιών ανά σανίδα. Το δείγμα FMSB αποτελείται από απλές σανίδες, ενώ το FM αποτελείται από σανίδες που θηλυκώνουν η μία με την άλλη (ραμποτέ).



Εικόνα 3.31 Πάτωμα FMSB

3.4.2. ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

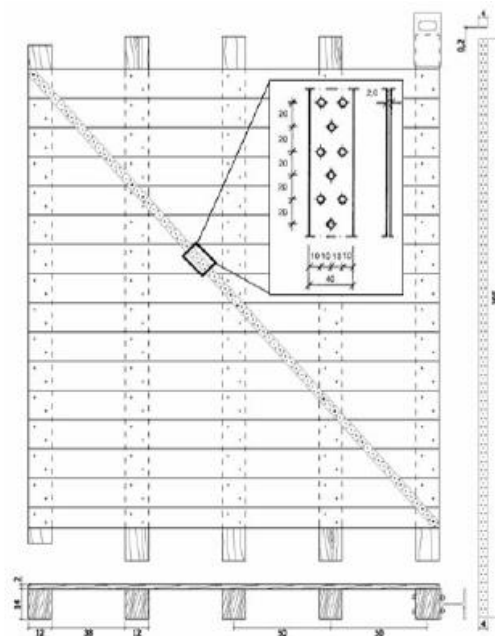
Για την εξέταση των δειγμάτων των πατωμάτων σε πραγματική κλίμακα, ένα ειδικό μηχάνημα δοκιμών σχεδιάστηκε και υλοποιήθηκε, για να προσομοιώσει επαρκώς την μονοτονική και ανακυκλιζόμενη διατμητική συμπεριφορά των δαπέδων. Ξεκινώντας από τα τυπικά πλεονεκτήματα της κάθετης διαγώνιας δοκιμή, το σύστημα συνίσταται σε μία δοκιμή κατακόρυφης διάτμησης-κάμψης παρόμοια με τις διαμορφώσεις που χρησιμοποιούνται για τη δοκιμή των ξύλινων διατμητικών τοιχωμάτων. Η διάταξη προβλέπει τρεις απλές στηρίξεις που εφαρμόζονται στη βάση δαπέδου και ισοδυναμεί με μια δοκό πρόβολο στην οποία μπορούν να εφαρμοστούν καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις, όπως ορίζεται στη θεωρία δοκού Τιμοσένκο.



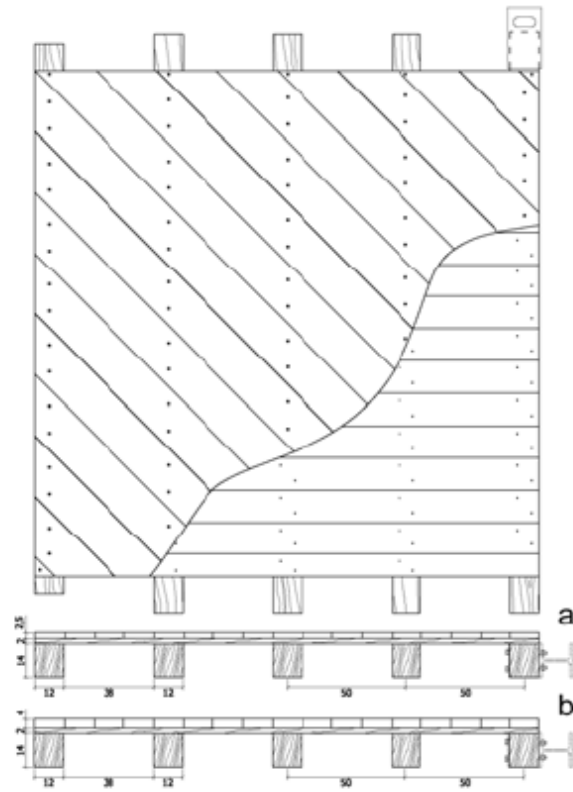
Εικόνα 3.32 Διάταξη φόρτισης του φορέα & Σχηματική απεικόνισή του

3.4.3. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

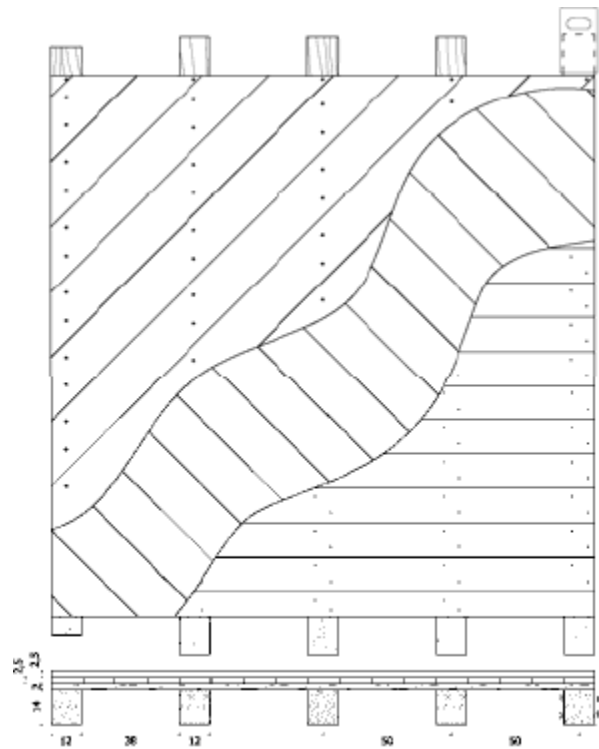
Τέσσερις βασικοί τύποι ενίσχυσης ελήφθησαν υπόψη: διαγώνιες μεταλλικές ταινίες (δείγμα FMSD), μια μονή στρώση σανίδων τοποθετείται σε 45° σε σχέση με το αρχικό κατάστρωμα, είτε με τη χρήση κοινών ή κουμπωτών σανίδων (δείγματα FM + 45° SP (A) και FM + 45° SP (B), αντίστοιχα), διπλό ξύλινο κατάστρωμα σε $\pm 45^\circ$ σε σχέση με το αρχικό πάτωμα από κουμπωτές σανίδες (FM $\pm 45^\circ$ DP (A)), μια διαγώνια ξύλινη σανίδα (FMWD (D)), και δύο διαγώνιες ξύλινες σανίδες (FMWD (E)). Η διαγώνια μεταλλική λωρίδα, πλάτους 40 mm και πάχους 2 χιλιοστών, συνδέθηκε με κάθε δοκό με τη βοήθεια 2 βιδών $\text{Ø}6 \times 80$. Η ενίσχυση με μονό κατάστρωμα σε 45° , γίνεται με σανίδες πλάτους 150 χιλιοστών και πάχους 25 mm, συνδέεται με 18 βίδες $\text{Ø}6 \times 100$ για κάθε δοκό, ενώ για το δεύτερο κατάστρωμα χρησιμοποιούνται βίδες $\text{Ø}6 \times 120$. Για τη σύνδεση του διπλού καταστρώματος, χρησιμοποιούνται 2 στρώσεις σανίδων πλάτους 150 χιλιοστών και πάχους 25 mm σε $\pm 45^\circ$, και 18 βίδες $\text{Ø}6 \times 120$ για κάθε δοκό. Η μονή ξύλινη διαγώνιος, τον τύπο (D), έχει πλάτος 150 mm και πάχος 25 mm, και συνδέεται με 2 βίδες $\text{Ø}6 \times 100$ σε κάθε δοκό. Η δύο ξύλινες διαγώνιοι, τύπου (E), έχουν πλάτος 150 mm και πάχος 50 mm, ενώ συνδέονται με 2 βίδες $\text{Ø}6 \times 120$ για κάθε δοκό.



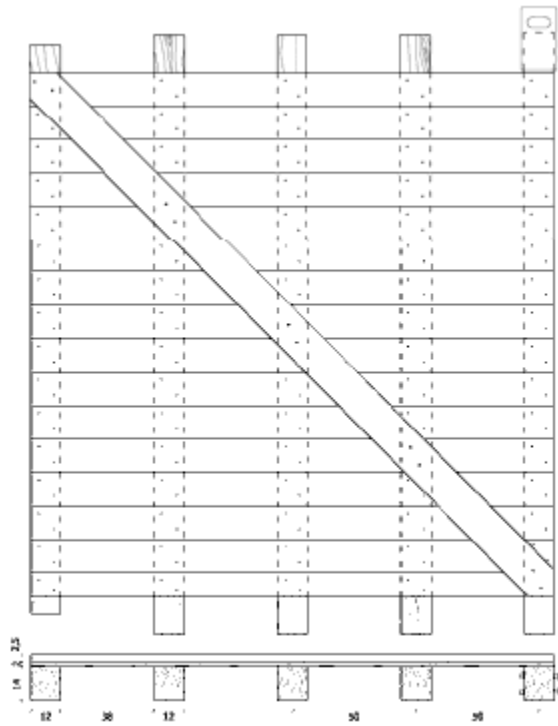
Εικόνα 3.33 Διάφραγμα FMSD



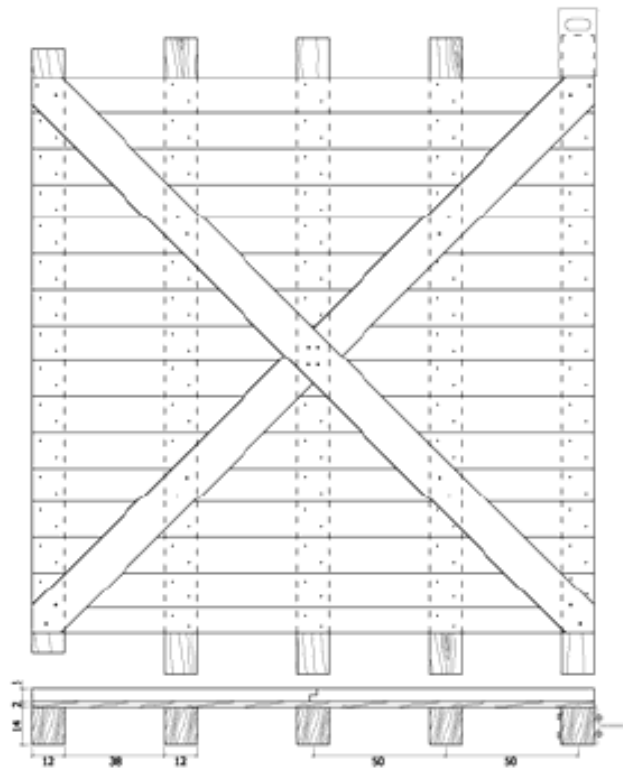
Εικόνα 3.34 Διαφράγματα FM + 45° SP (A) & (B)



Εικόνα 3.35 FM ± 45° DP (A)



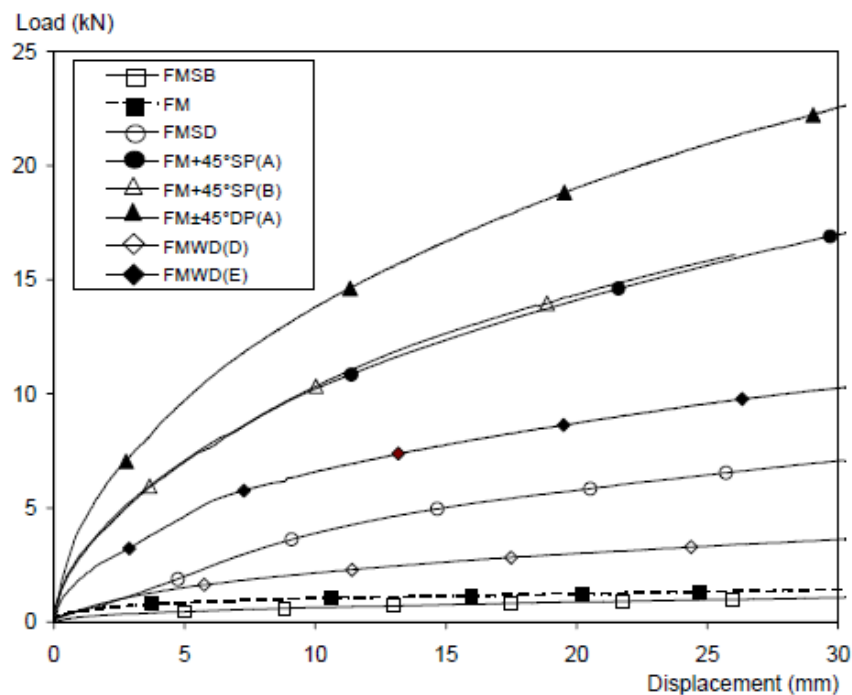
Εικόνα 3.36 Διάφραγμα FMWD (D)



Εικόνα 3.37 Διάφραγμα FMWD (E)

3.4.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα της πειραματικής εκστρατείας με στόχο το χαρακτηρισμό της μηχανικής συμπεριφοράς των δειγμάτων ξύλινου δαπέδου σε διαφορετικές ενισχύσεις, παρουσιάζονται παρακάτω. Οι μονοτονικές δοκιμές στα δείγματα αποδεικνύουν πως οι ραμποτέ σανίδες επιδεικνύουν καλύτερες επιδόσεις σε σχέση με τις απλές σανίδες. Επίσης από τα πειράματα επισημαίνεται ότι η τεχνική ενίσχυσης του διπλού καταστρώματος είναι η πιο αποτελεσματική, ακολουθούμενη από το μονό κατάστρωμα και τη διαγώνια ενίσχυση.



Εικόνα 3.38 Συγκριτικό διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης για απλούς και ενισχυμένους φορείς

4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Για να καταστεί δυνατή η μεγαλύτερη γεωμετρική ευελιξία και ο έλεγχος των παραμέτρων βελτίωσης ,στην παρούσα εργασία έγινε προσπάθεια να αναπτυχθεί μια μέθοδος προσομοίωσης του διαφράγματος με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων (FE), χρησιμοποιώντας συγκεκριμένα το λογισμικό δομικής ανάλυσης SAP2000 (CSI 2004). Το μοντέλο που αναπτύχθηκε θα χρησιμοποιηθεί για την διαπίστωση της βελτίωσης στη συμπεριφορά των ενισχυμένων διαφραγμάτων , καθώς και για την προσομοίωση διαφραγμάτων κατά την προσομοίωση κτιρίων άοπλης τοιχοποιίας . Το πρόγραμμα SAP2000 επιλέχθηκε λόγω των δυνατοτήτων που προσφέρει στο χρήστη για μη γραμμικές αναλύσεις αλλά και λόγω της διάδοσης του ανάμεσα στους μηχανικούς και ερευνητές. Ο στόχος ήταν να διαμορφωθεί ένα μοντέλο. το οποίο θα βασίζεται στην πραγματική γεωμετρική διαμόρφωση, σε ρεαλιστική μηχανική παραμόρφωση, και σε αντιπροσωπευτικές παραμέτρους εισόδου, το οποίο μπορεί να μιμηθεί κατάλληλα ένα διάφραγμα με μη γραμμική συμπεριφορά, χωρίς να απαιτείται βελτιστοποίηση για να ταιριάζει με την προβλεπόμενη απόκριση όπως αυτή προκύπτει από τα πειραματικά δεδομένα.

4.1. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΞΥΛΙΝΟΥ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

Τα μοντέλα Πεπερασμένων Στοιχείων των διαφραγμάτων μπορούν να διαμορφωθούν με βάση τις παραδοχές ότι: 1) η μη γραμμικότητα του διαφράγματος οφείλεται πλήρως στις συνδέσεις των ξύλινων μελών μέσω ήλων, 2) η συμπεριφορά των ξύλινων μελών (σανίδες, δοκοί) παραμένει γραμμική-ελαστική, και 3) δεν λαμβάνει χώρα μηχανική αλληλεπίδραση μεταξύ των ξύλινων μελών. Η γεωμετρική διαμόρφωση του διαφράγματος έχει αναπαραχθεί με την μοντελοποίηση των σανίδων, δοκών στις πραγματικές θέσεις κάθε πλαισίου. Κάθε σύνδεση διαμορφώνεται με τη χρήση μη γραμμικών στοιχείων σύνδεσης, οι οποίες συνδέονται με τις δοκούς και τις σανίδες του δαπέδου χρησιμοποιώντας αρχικά ζεύγη ήλων σε συγκεκριμένες θέσεις και με σταθερή απόσταση μεταξύ τους και στη συνέχεια χρησιμοποιώντας μόνο ένα στοιχείο σύνδεσης στη θέση του ζεύγους.

4.1.1. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΞΥΛΙΝΩΝ ΔΟΚΩΝ

Οι δοκοί μπορούν να προσομοιωθούν ως ελαστικά στοιχεία πλαισίου (frame elements) με αντιπροσωπευτική διατομή (section) και ιδιότητες υλικού (material properties). Ένα ισοτροπικό υλικό με κατάλληλο βάρος ανά μονάδα όγκου και μέτρο ελαστικότητας θεωρείται επαρκές για την ανάλυση των αποκρίσεων των διαφραγμάτων.

Ανάλογα το πείραμα που εξετάζεται κάθε φορά αλλάζει η γεωμετρία (διατομή και μήκος) του φορέα, και οι ιδιότητες του υλικού (ξύλου).

4.1.2. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΞΥΛΙΝΩΝ ΣΑΝΙΔΩΝ

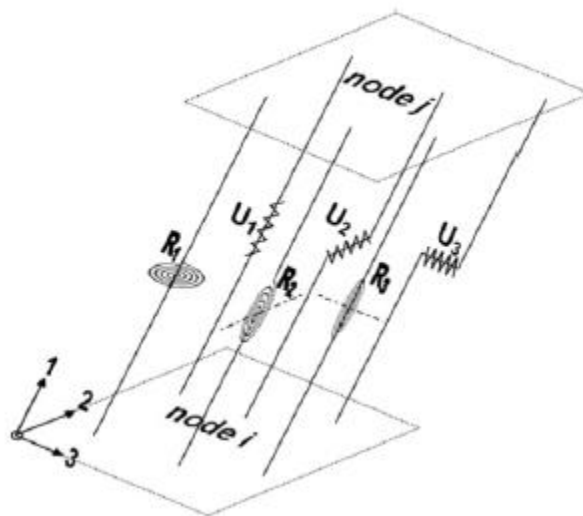
Ανάλογα με τις δοκούς, οι σανίδες του πατώματος μπορούν να προσομοιωθούν ως ελαστικά στοιχεία πλαισίου (frame elements) με αντιπροσωπευτική διατομή (section) και ιδιότητες υλικού (material properties). Αν και οι διεπαφές σανίδας T&G (ραμποτέ) μπορούν να προσομοιωθούν εάν είναι επιθυμητό, μια κατάλληλη ορθογώνια διατομή θεωρείται επαρκής τόσο για τις απλές σανίδες και για τις σανίδες τύπου T&G.

4.1.3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (ΣΥΖΕΥΚΤΗΡΕΣ)

Ως συζευκτήρες αναφέρονται τα στοιχεία πλαισίου που χρησιμοποιούνται για την σύζευξη των στοιχείων μη γραμμικής συνδέσεως. Επειδή οι σανίδες πατώματος μοντελοποιούνται ως στοιχεία πλαισίου με αξονική γεωμετρία, οι συζευκτήρες απαιτούνται για την αναπαράσταση της απόστασης των συνδέσεων πάνω στις ξύλινες σανίδες. Δεδομένου ότι η διατμητική παραμόρφωση του ξύλου ανάμεσα στις συνδέσεις είναι αμελητέα σε σχέση με την ολίσθηση του συνδέσμου, ο συζευκτήρας μπορεί να θεωρηθεί σχετικά άκαμπτος. Κατά συνέπεια, ένα ισότροπο υλικό με μέτρο ελαστικότητας χίλιες φορές μεγαλύτερο από αυτή της ξύλινης σανίδας θα πρέπει να οριστεί για τους συνδέσμους. Το βάρος ανά μονάδα όγκου θα πρέπει να είναι μηδενικό.

4.1.4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Οι συνδέσεις σανίδας-προς-δοκού μπορούν να προσομοιωθούν στο SAP2000 χρησιμοποιώντας two joint link elements τα οποία τοποθετούνται κάθετα στα άκαμπτα στοιχεία (συζευκτήρες) και στις δοκούς (στην περίπτωση ζεύγους συνδέσεων) ή κάθετα από τις σανίδες προς τις δοκούς στην περίπτωση μονών συνδέσεων. Τα παραπάνω στοιχεία σύνδεσης έχουν έξι βαθμούς ελευθερίας, που αποτελούνται από τρία γραμμικά ελατήρια (U1, U2, και U3) και τρία στροφικά ελατήρια (R1, R2 και R3), όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 4.1, τα οποία μπορούν να αποδώσουν δεδομένα δύναμης μετατόπισης (για τα γραμμικά ελατήρια) και δεδομένα ροπής-στροφής (για στροφικά ελατήρια) για να επιτευχθεί η επιθυμητή μη γραμμική συμπεριφορά. Με βάση τους τοπικούς άξονες του SAP2000 όπως φαίνεται στο Σχήμα 8-4, το U1 αποτελεί ένα αξονικό ελατήριο, το U2 και το U3 είναι ελατήρια διάτμησης, το R1 είναι ένα ελατήριο στρέψεως, καθώς και τα R2 και R3 είναι ελατήρια καθαρής κάμψης. Από τους παραπάνω διαθέσιμους βαθμούς ελευθερίας των στοιχείων σύνδεσης, τα χαρακτηριστικά φορτίου-ολίσθησης των συνδέσεων αποδίδονται πιο κατάλληλα χρησιμοποιώντας τα U2 και U3. Η χρήση και λειτουργία των υπόλοιπων τεσσάρων βαθμών ελευθερίας συζητείται παρακάτω.



Εικόνα 4.1 Link elements SAP2000

Το αξονικό ελατήριο U_1 πρέπει να «κρατηθεί» (fixed) ώστε να αποφευχθεί οποιαδήποτε συμπίεση ή επιμήκυνση του συνδέσμου κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Η δέσμευση του U_1 θεωρείται φυσικά αντιπροσωπευτική καθώς η συμπίεση των συνδέσεων στο ξύλο είναι αμελητέα, ενώ οποιαδήποτε υστερητικά φαινόμενα έχουν ήδη συμπεριληφθεί στην υστερική συμπεριφορά που αποδίδεται στα διατμητικά U_2 και U_3 . Τα καμπτικά ελατήρια (R_2 και R_3) πρέπει επίσης να δεσμευτούν προκειμένου να αποφευχθεί σχετική περιστροφή της σανίδας και των δοκών κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Η περιστροφή των συνδέσεων, και, κατά συνέπεια, της σανίδα δαπέδου και της δοκού θεωρείται αμελητέα όταν το ξύλινο διάφραγμα παραμορφώνεται υπό φόρτιση εντός επιπέδου, γι'αυτό το λόγο και θεωρείται κατάλληλη η δέσμευση των R_2 και R_3 . Στο στροφικό ελατήριο R_1 θα πρέπει να είναι ανατεθεί μια δυσκαμψία ίση με το μηδέν προκειμένου να επιτραπεί η ελεύθερη περιστροφή των στοιχείων σύνδεσης. Το R_1 αντιπροσωπεύει τη φυσική στροφή συνδέσεων εντός των ξύλινων μελών. Αν και κάποια αντίσταση τριβής θα πρέπει να δημιουργείται ανάμεσα στο ξύλο και στη σύνδεση, είναι αρκετά δύσκολο να προσομοιωθεί με ακρίβεια και ως εκ τούτου είναι αρκετά συντηρητικό να επιτραπεί στα στοιχεία σύνδεσης να παραμείνουν στρεπτικά ανεξέλεγκτα κατά την ανάλυση παραμόρφωσης.

Προκειμένου να προσομοιωθεί σωστά η συμπεριφορά των συνδέσεων , εξετάστηκαν διάφορες πειραματικές διατάξεις σε διαφορετικά διαφράγματα και επιλέχθηκαν αυτές που προσομοιάζουν ακριβέστερα τα πειραματικά αποτελέσματα. Οι πειραματικές διατάξεις και τα αποτελέσματα αυτών παρουσιάζονται διεξοδικά στις παραγράφους που ακολουθούν.

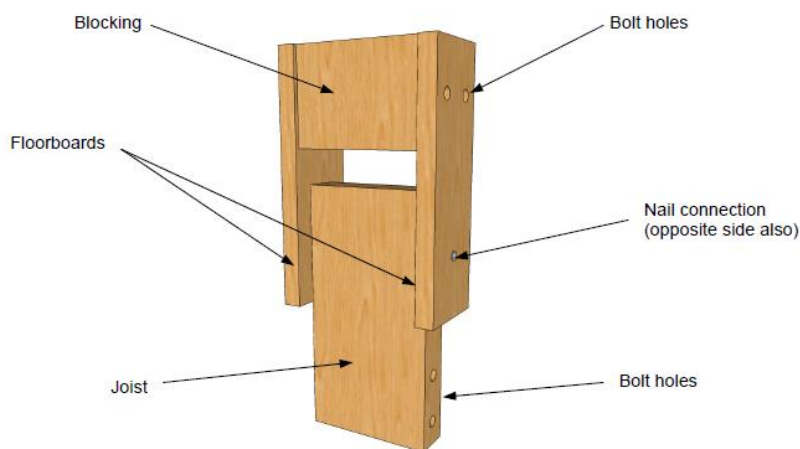
4.1.4.1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΑΠΟ Α. WILSON

Στη διδακτορική διατριβή του Α. Wilson με τίτλο *Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings* εξετάζονται τέσσερις διαφορετικές συνδέσεις μέσα από διαφορετικές πειραματικές διατάξεις, δύο από αυτές είναι καινούριες και οι άλλες δύο έχουν διασωθεί από ιστορικά κτίρια.

4.1.4.1.1. ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ U.S.A.

Συνολικά έξι δοκίμια κατασκευάστηκαν στις ΗΠΑ χρησιμοποιώντας σανίδες 19mm x89 mm από Λευκό Πεύκο (White Pine) και δοκούς 38 mm x 140 mm από Έλατο (Hem-Fir) που συνδέθηκαν μεταξύ τους χρησιμοποιώντας ήλουε (καρφιά) μήκους 64 mm με διάμετρο κορμού 3,33 mm. Η ξυλεία Λευκό Έλατο (White Pine) είχε μέση πυκνότητα 390 kN / m³ (ειδικού βάρους (SG) του 0.36) και μέση περιεκτικότητα σε υγρασία 7,1%, ενώ η ξυλεία Hem-Fir είχε μια μέση πυκνότητα 448 kN / m³ (SG 0,42) και μέση περιεκτικότητα σε υγρασία 7,3%.

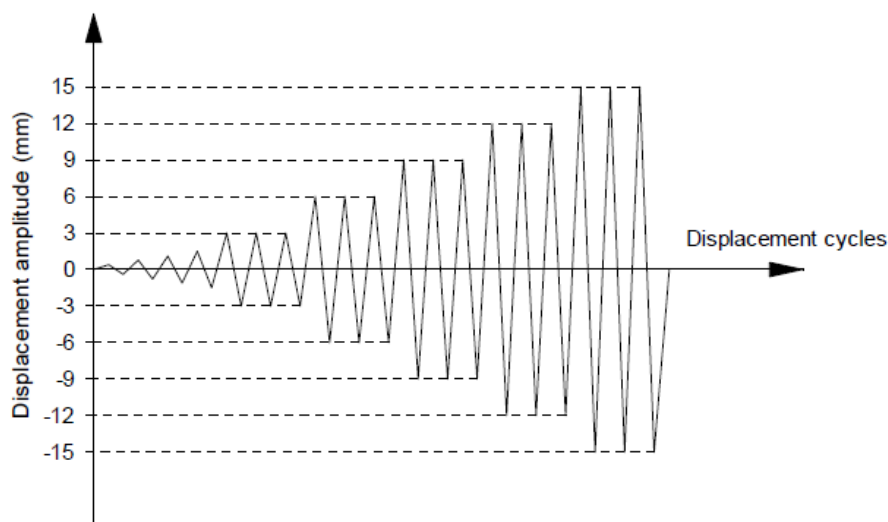
Η πειραματική διάταξη παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα .



Εικόνα 4.2 Δοκίμιο Νέων Συνδέσεων , ΗΠΑ

Κάθε δοκίμιο υποβλήθηκε σε ψευδο-στατική φόρτιση και ακολουπούμενη από ανακυκλιζόμενη φόρτιση μονών κύκλων με μέγιστα πλάτη των 0,375 mm, 0,75 mm, 1,125 mm και 1,5 mm και τριών επαναλαμβανόμενων κύκλων με μέγιστο εύρος μετατόπισης του 3,0mm και τα 6,0 mm, 9,0 mm και 15,0 mm, όπως παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα. Η ανακυκλιζόμενη φόρτιση χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της υποβάθμισης των επιδόσεων στον ίδιο πλάτος μετατόπισης. Η

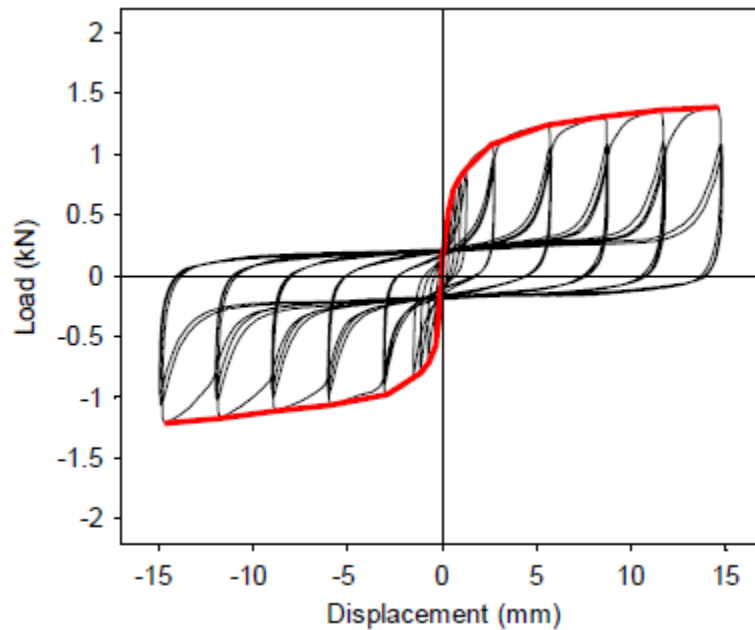
φόρτιση εφαρμόστηκε με μια μέση ταχύτητα 20 mm / min. Η φόρτιση προς τα κάτω ορίστηκε ως θετική και αυτή προς τα πάνω ορίστηκε ως αρνητική.



Εικόνα 4.3 Επιβαλλόμενη Φόρτιση

Όπως ήταν αναμενόμενο, οι συνδέσεις των δοκιμών που ήταν ειδικά κατασκευασμένες για τον έλεγχο, εμφανίστηκαν σε οπτικά άριστη κατάσταση, χωρίς καταστροφή του ξύλου, οξείδωση των μεταλλικών συνδέσεων ή οποιοσδήποτε άλλες ενδείξεις ζημίας. Οι σανίδες του πατώματος και οι δοκοί ήταν σφικτά στερεωμένες μεταξύ τους, που σημαίνει ότι η σύνδεση παρέμεινε ουσιαστικά άκαμπτη κατά το χειρισμό.

Στο παρακάτω σχήμα αποτυπώνεται η αντιπροσωπευτική καμπύλη δύναμης-μετατόπισης όπως προέκυψε από τα πειράματα, στην οποία απεικονίζεται η εξαιρετικά μη γραμμική συμπεριφορά και η έλλειψη ενός διακριτού σημείου διαρροής. Η ισχύς της σύνδεσης εμφανίζεται κυρίως κατά τη διάρκεια του αρχικού κύκλου φόρτισης όταν τα ξύλινα στοιχεία είναι ακόμη άθραυστά μετά το οποίο η αντοχή της σύνδεσης και η δυσκαμψία μειώνεται για επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης, οδηγώντας σε σημαντικού βαθμού υστέρηση.

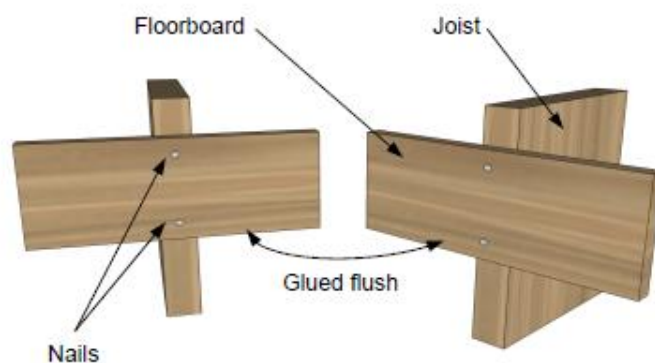


Εικόνα 4.4 Διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης, Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ

4.1.4.1.2. ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ NEW ZEALAND

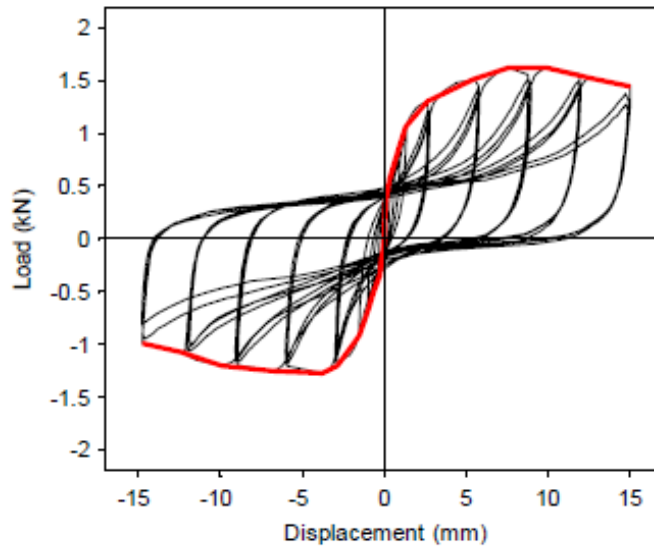
Συνολικά δώδεκα δοκίμια κατασκευάστηκαν στην Νέα Ζηλανδία χρησιμοποιώντας σανίδες από πεύκο 18 mm x 135 mm και δοκούς από πεύκο 45 mm x 290 mm που καρφώθηκαν μαζί χρησιμοποιώντας καρφιά μήκους 75 χιλιοστά και διαμέτρου 3,15 χιλιοστά . Το ξύλο των σανίδων είχε μία μέση πυκνότητα από 487 kN / m³ (sg του 0.43) και μέση περιεκτικότητα σε υγρασία 12.7%, ενώ αυτό της δοκού είχε μέση πυκνότητα 517 kN / m³ (sg του 0.46) και μέση περιεκτικότητα σε υγρασία 13,0% . Όπως απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα, τα δοκίμια New-NZ αποτελούνταν από δύο σύνολα συνδέσεων σανίδας-προς-δοκό, καθένα κατασκευασμένο με ένα μήκος 400 χιλιοστών σανίδας καρφωμένο σε ένα μήκος δοκού 315 χιλιοστών με δύο καρφιά σε απόσταση σε 95 mm. Τα δύο σύνολα στη συνέχεια συγκολλήθηκαν μεταξύ τους κατά μήκος των όψεων της σανίδας, χρησιμοποιώντας υψηλής αντοχής ρητίνη για να παραχθεί μια συμμετρική μονάδα , με τέσσερα καρφιά. Η διαμόρφωση αυτή ήταν απαραίτητη για τη σταθερότητα και προκειμένου να δημιουργηθεί μία ομόκεντρη κατάσταση φόρτισης, η οποία εμποδίζει τη ροπή ανατροπής και συνεπώς την ανάγκη να υπάρξει μια δύναμη επαναφοράς.

Η πειραματική διάταξη παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα .



Εικόνα 4.5 Δοκίμιο Νέων Συνδέσεων , Νέα Ζηλανδία

Κάθε δοκίμιο υποβλήθηκε σε ψευδο-στατική φόρτιση και ακολουθούμενη από ανακυκλιζόμενη φόρτιση όμοια με αυτή που χρησιμοποιήθηκε για τα δοκίμια τα οποία δοκιμάστηκαν στο Πανεπιστήμιο Drexel. Η φόρτιση εφαρμόστηκε με μια μέση ταχύτητα 20 mm / min. Η φόρτιση προς τα κάτω ορίστηκε ως θετική και αυτή προς τα πάνω ορίστηκε ως αρνητική. Όπως ήταν αναμενόμενο, οι συνδέσεις των δοκιμίων που ήταν ειδικά κατασκευασμένες για τον έλεγχο, εμφανίστηκαν σε οπτικά άριστη κατάσταση, χωρίς καταστροφή του ξύλου, οξείδωση των μεταλλικών συνδέσεων ή οποιεσδήποτε άλλες ενδείξεις ζημίας. Οι σανίδες του πατώματος και οι δοκοί ήταν σφικτά στερεωμένες μεταξύ τους, που σημαίνει ότι η σύνδεση παρέμεινε ουσιαστικά άκαμπτη κατά το χειρισμό. Στο παρακάτω σχήμα αποτυπώνεται η αντιπροσωπευτική καμπύλη δύναμης-μετατόπισης όπως προέκυψε από τα πειράματα, στην οποία απεικονίζεται η εξαιρετικά μη γραμμική συμπεριφορά και η έλλειψη ενός διακριτού σημείου διαρροής. Η ισχύς της σύνδεσης εμφανίζεται κυρίως κατά τη διάρκεια του αρχικού κύκλου φόρτισης όταν τα ξύλινα στοιχεία είναι ακόμη άθραυστά μετά το οποίο η αντοχή της σύνδεσης και η δυσκαμψία μειώνεται για επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης, οδηγώντας σε σημαντικού βαθμού υστέρηση.



Εικόνα 4.6 Διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης, Νέες συνδέσεις, Ν. Ζηλανδία

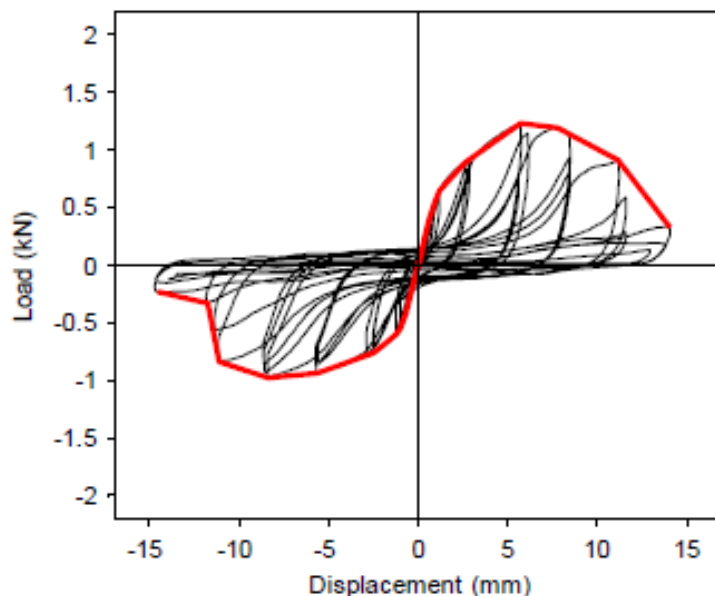
4.1.4.1.3. ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΞΕΙΣ ΚΤΙΡΙΟ PARNELL

Η πρώτη ευκαιρία εξαγωγής αποτέλεσε ένα κτίριο Μ.Ο.Τ. διώροφο το οποίο βρίσκεται στο Parnell, του Ωκλαντ, που κατασκευάστηκε κατά τη δεκαετία του 1890 για μια τοπική επιχείρηση και είχε υπηρετήσει πολλούς εμπορικούς σκοπούς από τότε. Τον Φεβρουάριο του 2010 το κτίριο κατεδαφίστηκε από έναν επαγγελματία εργολήπτη προκειμένου να πραγματοποιηθεί μία νέα κατασκευή, κατά την οποία εξήχθησαν ορισμένα τμήματα δαπέδου και παραχωρήθηκαν για αυτή τη μελέτη. Όλοι οι όροφοι του κτιρίου Parnell χτίστηκαν με Kaugi δοκούς και Kaugi T & G σανίδες που στερεώνονται μαζί με δύο καρφιά σε κάθε διασύνδεση σανίδας-προς-δοκό. Οι ξύλινες δοκοί βρέθηκαν να έχουν μέσο προφίλ 52 mm x 222 mm, και το προφίλ της σανίδας ήταν κατά μέσο όρο 20 mm x 135 mm. Τα καρφιά εμφανίστηκαν συνεπή με αυτά του 20ου αιώνα, όπως περιγράφεται από τον Isaacs (2009), και βρέθηκαν να έχουν μέσο μήκος 64 mm και μέση διάμετρο κορμού 2,95 mm. Κάποια από τα καρφιά που απομακρύνθηκαν από τις διασωθείσες συνδέσεις φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 4.7 Διασωθείσες συνδέσεις

Πριν να διεξαχθεί η δοκιμή σύνδεσης, η σανίδα δαπέδου Kauri βρέθηκε να έχει μια μέση πυκνότητα από $546 \text{ kN} / \text{m}^3$ (sg του 0.49) και μέση περιεκτικότητα σε υγρασία 11.2%, ενώ η δοκός Kauri βρέθηκε να έχει μια μέση πυκνότητα $537 \text{ kN} / \text{m}^3$ (SG 0,48) και μέση περιεκτικότητα σε υγρασία 11,6%. Η πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε ήταν ίδια με αυτή για τις νέες συνδέσεις New Zealand, αφού πρώτα έγινε προσεκτική εξαγωγή των συνδέσμων και κατάλληλη προετοιμασία των δειγμάτων. Όπως ήταν αναμενόμενο, παρατηρήθηκε διαφορετικού μέτρου αποδόμηση στις διασωθείσες συνδέσεις ωστόσο σημάδια ύγρανσης και ξήρανσης δεν ήταν σε μεγάλο βαθμό ανιχνεύσιμα για τις Parnell διασωθείσες συνδέσεις, και ως εκ τούτου, οι σανίδες δαπέδου Kauri εμφανίστηκαν γενικά σε σχετικά καλή κατάσταση. Παρατηρήθηκαν μικρά κενά μεταξύ των συνδέσεων σανίδας δαπέδου και δοκού, αν και αυτά ήταν πιο σοβαρά στις δοκιμές T Adair. Αυτά τα διάκενα σε συνδυασμό με κάποια ήσσονος σημασίας υποβάθμιση και απώλεια του ξύλου που περιβάλλει άμεσα τα καρφιά, προκάλεσε τις διασωθείσες συνδέσεις να είναι ελαφρώς ταλαντευόμενες κατά το χειρισμό, γεγονός που μείωνε αναμφίβολα την αρχική δύναμη και την δυσκαμψία. Εκτός αυτού, όλα τα καρφιά που ανακτήθηκαν από το κτίριο ήταν σε κάποιο βαθμό οξειδωμένα, με ορισμένα από τα καρφιά να έχουν υποστεί απώλειες στη διάμετρό τους λόγω της διάβρωσης. Η οξείδωση των καρφιών και η μειωμένη διάμετρος του κορμού θα μειώσει τελικά ακόμη περισσότερο τις επιδόσεις της σύνδεσης.



Εικόνα 4.8 Διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης, Παλαιές συνδέσεις, Parnell

4.1.4.1.4. ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΚΤΙΡΙΟ T. ADAIR

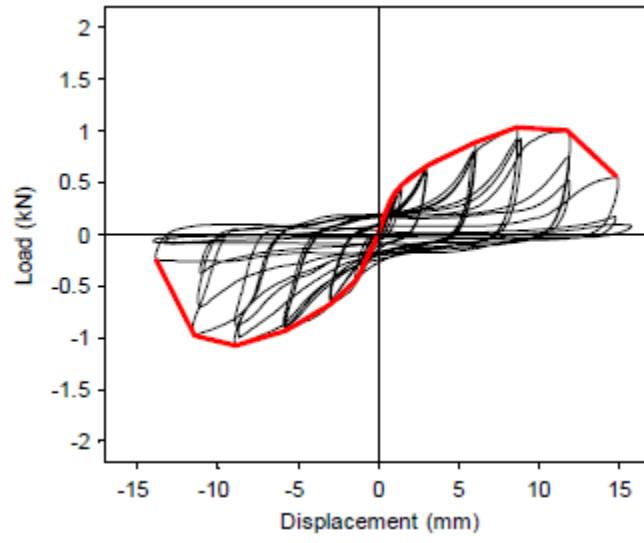
Η δεύτερη ευκαιρία εξαγωγής αποτέλεσε το τριώροφο «T Adair Κτίριο» που βρίσκεται στην κεντρική επιχειρηματική περιοχή του Gisborne, το όνομά του οποίου προέκυψε από τον αρχικό ιδιοκτήτη T. Adair. Το κτίριο από άοπλη τοιχοποιία κατασκευάστηκε το 1914 για εμπορικούς σκοπούς και έχει παραμείνει στην υπηρεσία για πολλές τοπικές επιχειρήσεις, μέχρι αυτή τη στιγμή. Έχει κριθεί ως κτίριο αυξημένης ιστορικής κληρονομιάς και παρότι την 1η Ιουλίου 2009, το κτίριο T Adair καταστράφηκε από πυρκαγιά που κατέστρεψε τη στέγη και πολλά τμήματα του άνω ορόφου, αλλά η οποία άφησε το μεγαλύτερο μέρος του πρώτου ορόφου άθικτο, απαγορεύεται η κατεδάφισή του και αντ' αυτού ανατέθηκε η εκτεταμένη ενίσχυση και ανακαίνιση για την αποκατάσταση της ακεραιότητάς του. Κατά τη διάρκεια αυτής της διαδικασίας οι τα πατώματα απομακρύνθηκαν και χορηγήθηκε άδεια για να εξαχθούν ενότητες για δοκιμή των συνδέσεων. Τα δάπεδα του κτιρίου T Adair χτίστηκαν με Rimu δοκούς και Rimu T & G σανίδες που στερεώνονται μαζί με δύο καρφιά σε κάθε διεπαφή σανίδας-προς-δοκό. Οι δοκοί βρέθηκαν να έχουν ένα μέσο προφίλ 50 mm x 300 mm, ενώ οι σανίδες βρέθηκαν να έχουν ένα μέσο προφίλ 24 mm x 100 mm. Τα καρφιά από τα διασωθείσες συνδέσεις εμφανίστηκαν συνεπή με αυτά του 20ου αιώνα, όπως περιγράφεται από τον Isaacs (2009), και βρέθηκαν να έχουν μέσο μήκος 63 mm και μέση διάμετρο κορμού 2,95 mm. Πριν από τη δοκιμή των

συνδέσεων, η σανίδα δαπέδου Rimu βρέθηκε να έχει μια μέση πυκνότητα από 534 kN / m³ (sg του 0.47) και μέση περιεκτικότητα σε υγρασία 13.9%, ενώ η δοκός Rimu βρέθηκε να έχει μια μέση πυκνότητα 600 kN / m³ (SG 0,53) και τη μέση περιεκτικότητα σε υγρασία 14,1%. Η πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε ήταν ίδια με αυτή για τις νέες συνδέσεις New Zealand , αφού πρώτα έγινε προσεκτική εξαγωγή των συνδέσμων και κατάλληλη προετοιμασία των δειγμάτων .Όπως ήταν αναμενόμενο, παρατηρήθηκε διαφορετικού μέτρου αποδόμηση στις διασωθείσες συνδέσεις. Η Rimu ξυλεία των συνδέσεων T Adair φαίνεται να έχει υποστεί κύκλους ύγρυνσης και ξήρανσης στη διάρκεια της ζωής τους, με συρρίκνωση, στρέβλωση, και κάποια επιφανειακή διάσπαση των σανίδων να είναι ιδιαίτερα εμφανής, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 4.9 Εμφανή σημάδια φθοράς

Μικρά διάκενα μεταξύ της σανίδας δαπέδου και της δοκού παρατηρήθηκε για αμφότερες τις T. Adair και Parnell συνδέσεις, αν και αυτά ήταν πιο σοβαρά στα δοκίμια T. Adair. Αυτά τα διάκενα σε συνδυασμό με μία ήσσονος σημασίας υποβάθμιση και απώλεια του ξύλου που περιβάλλει άμεσα τα καρφιά, οδήγησε τις διασωθείσες συνδέσεις να ταλαντεύονται ελαφρά κατά το χειρισμό, γεγονός που μείωσε αναμφίβολα την αρχική αντοχή και την απόδοση δυσκαμψία. Εκτός από αυτό, όλα τα καρφιά που ανακτήθηκαν από το κτίριο T Adair ήταν σκουριασμένα σε κάποιο βαθμό, με κάποια από αυτά να έχουν διαβρωθεί αρκετά με συνέπεια να έχει μειωθεί η διάμετρος του στέλεχου τους. Στο σύνολο των ελέγχων που διενεργήθηκαν αποδείχθηκε ότι οι T Adair διασωθείσες συνδέσεις ήταν σε χειρότερη κατάσταση από ό, τι αυτές των Parnell.

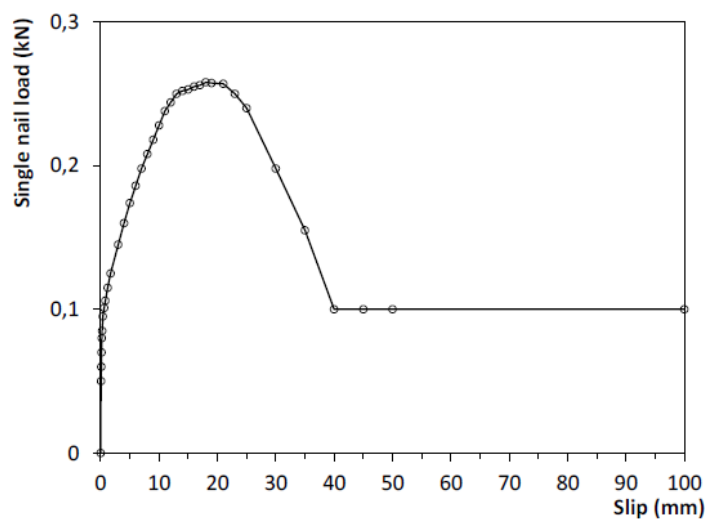


Εικόνα 4.10 Διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης, Παλαιές συνδέσεις, T. Adair

4.1.4.2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ NIKER

Στα πλαίσια του προγράμματος NIKER διεξήχθη από το UNIPD και την BOZZA εκτενής έρευνα σε μία σειρά διαφραγμάτων με σκοπό την κατανόηση της συμπεριφοράς τους και των επεμβάσεων σε αυτά . Το ξύλινο δάπεδο στο οποίο πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι στις συνδέσεις είναι διαστάσεων $2,2 \text{ m} \times 2,2 \text{ m}$, είναι μιας διεύθυνσης, αποτελείται από απλές ξύλινες δοκούς και ένα εγκάρσιο κατάστρωμα από σανίδες T&G. Ειδικότερα, πέντε δοκοί διατομής $12 \times 14 \text{ cm}$, και ένα βασικό πέτσωμα πλάτους 135 mm και πάχους 20 mm , χρησιμοποιήθηκαν. Ξύλο ερυθρελάτης χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή όλων των στοιχείων. Κάθε σανίδα ενώθηκε με κάθε δοκό με τη βοήθεια 2 ήλων $\text{Ø}2,75 \times 60 \text{ mm}$, για ένα σύνολο 32 καρφιών ανά δοκό και 10 καρφιών ανά σανίδα.

Το διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης των συνδέσεων όπως προέκυψε παρουσιάζεται παρακάτω.



Εικόνα 4.11 Διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης , Niker-UNIPD

4.1.4.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΘΕΩΡΙΑΣ ΔΡΑΣΗΣ ΒΛΗΤΡΟΥ

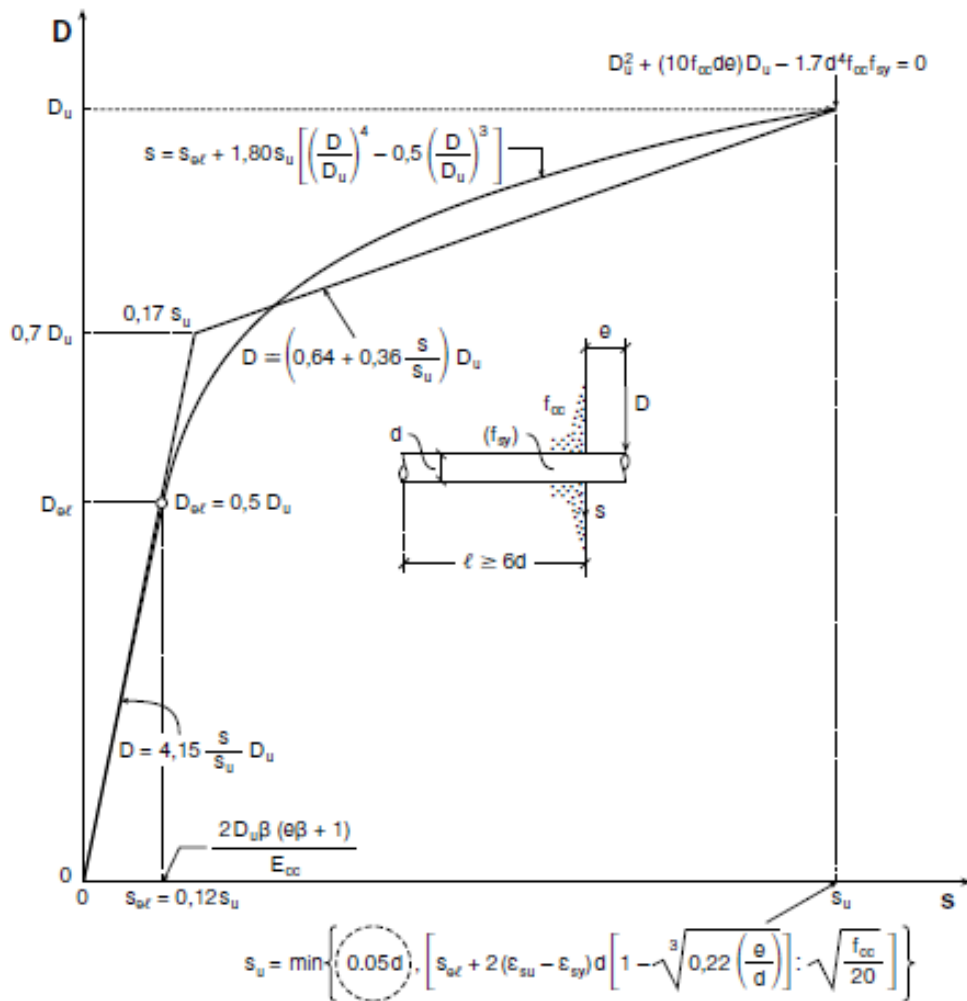
Στη συνέχεια χρησιμοποιούμε τη θεωρία δράσης βλήτρου όπως διατυπώνεται στη βιβλιογραφία (Βιντζηλαίου , Τάσιος 1986) προκειμένου να δημιουργήσουμε ένα διάγραμμα δύναμης – σχετικής μετακίνησης που θα ορίζει τη συμπεριφορά των συνδέσεων.

Όπως ορίζεται στην Βιβλιογραφία (Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων ,Τάσιος, 2012-2013) το διάγραμμα δύναμης μετακίνησης για την περίπτωση βλήτρων με μεγάλη επικάλυψη παρουσιάζεται παρακάτω. Το παρακάτω διάγραμμα όμως αφορά τη σύνδεση σκυροδέματος με μεταλλικά στοιχεία ενώ στην περίπτωσή μας , μας ενδιαφέρει η σύνδεση ξύλινων στοιχείων με μεταλλικά.

Για τον σκοπό αυτό αντικαθιστούμε την θλιπτική αντοχή , f_c , του σκυροδέματος όπως αναφέρεται στο παρακάτω σχήμα με αυτή του ξύλου που χρησιμοποιούμε στο εκάστοτε πείραμα και την οποία γνωρίζουμε μέσα από την βιβλιογραφία. Σε περιπτώσεις που οι θλιπτική αντοχή δεν ήταν γνωστή πραγματοποιήθηκαν δοκιμές με ρεαλιστικά μεγέθη αυτής, προκειμένου να διαπιστωθεί η συμβολή της στην απόκριση των συνδέσεων. Αντίστοιχα με τα παραπάνω ορίστηκε η τάση διαρροής , f_{sy} , του χάλυβα των συνδέσεων και πραγματοποιήθηκαν δοκιμές με χαρακτηριστικές τιμές του προκειμένου να διερευνηθεί η συμβολή του στην απόκριση των συνδέσεων.

Ακόμη υπολογίστηκε αναλυτικά για κάθε φορέα η εκκεντρότητα , e , των συνδέσεων σε σχέση με το σημείο επιβολής του φορτίου .

Αντικαταστάθηκε επίσης η διάμετρος d βλήτρου με αυτή των ηλών σύμφωνα με την εκάστοτε διαθέσιμη βιβλιογραφία.



Εικόνα 4.12 Διάγραμμα δύναμης - σχετικής μετακίνησης , για την περίπτωση βλήτρου

Τέλος προκειμένου να διασφαλιστεί η περίπτωση το ξύλο στο οποίο είναι εμπηγμένος ο ήλος να διαρρεύσει πριν από την εξόλκευση αυτού, θεωρήθηκε και μία δεύτερη σχέση ορισμού της αντοχής του βλήτρου , D_{u2} , για την περιγραφή του παραπάνω φαινομένου και μετά τη σύγκριση των δύο , επιλέχθηκε η μικρότερη.

$$D_{u2} = 2 \times d^2 \times f_c$$

4.1.4.4. ΑΝΑΓΩΓΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Όπως είδαμε στις παραπάνω παραγράφους οι δοκιμές στις συνδέσεις είναι ποικίλες και αντίστοιχα ποικίλες είναι οι παραμέτροι που καθορίζουν τα αποτελέσματα αυτών των δοκιμών. Ωστόσο, τα διαφράγματα που στη συνέχεια καλούμαστε να μελετήσουμε είναι διαφορετικά από αυτά στα οποία έχουν διεξαχθεί οι παραπάνω δοκιμές. Η κύρια διαφοροποίηση παρατηρείται στην διάμετρο των καρφιών , το τετράγωνο της οποίας όπως γνωρίζουμε από τη βιβλιογραφία και όπως αναφέρθηκε στα παραπάνω κεφάλαια , είναι ανάλογο της οριακής αντοχής των συνδέσεων. Επιπλέον η σχετική μετακίνηση , ορίζεται ανάλογη με την διάμετρο των καρφιών. Προκειμένου λοιπόν, να συμπεριληφθεί η συμβολή της διαμέτρου των συνδέσεων στην οριακή αντοχή οφείλουμε να αναγάγουμε τα αποτελέσματα των δοκιμών των συνδέσεων σε σχέση με τη διάμετρο των συνδέσεων στα υπό μελέτη διαφράγματα. Οι αναγωγές που έχουν πραγματοποιηθεί παρουσιάζονται αναλυτικά στο Παράρτημα που ακολουθεί των κεφαλαίων , αλλά και για το κάθε υπό μελέτη διάφραγμα στα κεφάλαια που ακολουθούν και είναι αφιερωμένα σε αυτό.

5. ΑΠΛΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Valluzzi et al.

Το πρώτο διάφραγμα που επιλέχθηκε να προσομοιωθεί ήταν αυτό της ομάδας των Valluzzi et al. Στα πλαίσια του προγράμματος Niker καθώς υπήρχε αρκετή βιβλιογραφία διαθέσιμη και θεωρήθηκε πως για τον παραπάνω λόγο, η προσομοίωση του θα ήταν ακριβέστερη με αποτέλεσμα να εξαχθούν ουσιαστικά συμπεράσματα που θα βοηθήσουν στην προσομοίωση των υπόλοιπων διαφραγμάτων.

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v15.1.0.

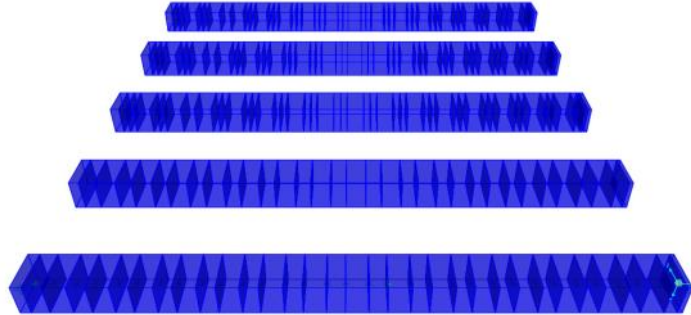
Τα στοιχεία του δαπέδου μοντελοποιήθηκαν ως εξής:

- Υλικό : Ορίστηκε νέο υλικό «ξύλο» το οποίο θεωρήθηκε ως ορθοτροπικό υλικό με μέτρο ελαστικότητας $E=10\text{GPa}$.

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	xilo
Material Type	Other
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	
Mass per Unit Volume	0.4079
Units	
Units	KN, m, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	10000000
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	4166667
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

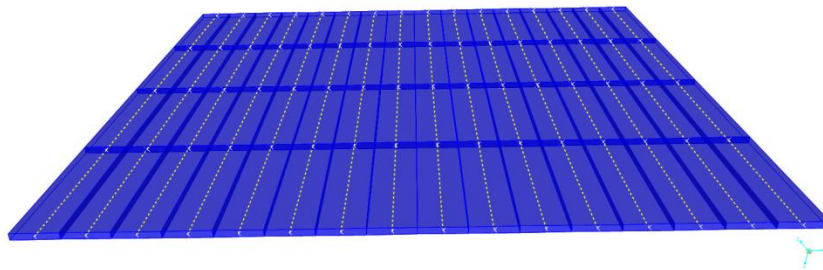
Εικόνα 5.1 Ιδιότητες του υλικού όπως εισήχθησαν στο υπολογιστικό πρόγραμμα

- Ξύλινες δοκοί: σύμφωνα με τα πειράματα επιλέχθηκαν δοκοί διαστάσεων (12cm x 14 cm), οι οποίες προσομοιώθηκαν με frame elements



Εικόνα 5.2 Ξύλινες δοκοί ως frame element

- Ξύλινο πάτωμα: Κάθε σανίδα προσομοιώθηκε ως ξεχωριστό frame element



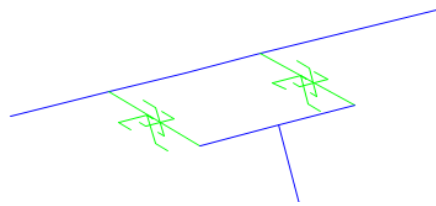
Εικόνα 5.3 Ξύλινο κατάστρωμα διαφράγματος

- Συνδέσεις : Ειδική προσομοίωση έγινε για κάθε καρφή καθώς χρησιμοποιήθηκαν special link support elements, όπως αναφέρεται στην διδακτορική διατριβή του (Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings , Aaron W. Wilson) .

Αρχικά χρησιμοποιήθηκαν ζεύγη συνδέσεων όπως προτείνεται στην παραπάνω διατριβή , με ένα άκαμπτο στοιχείο μεταξύ τους , στη συνέχεια αντί για ζεύγος χρησιμοποιήθηκε μονή σύνδεση στην μέση του ζεύγους , όπως διαπιστώνεται παρακάτω η χρήση ζεύγους ή μονού συνδέσμου , δεν επηρεάζει ιδιαίτερα την απόκριση του διαφράγματος και επομένως προς απλούστευση του προσομοιώματος επιλέχθηκε η χρήση των μονών συνδέσεων.

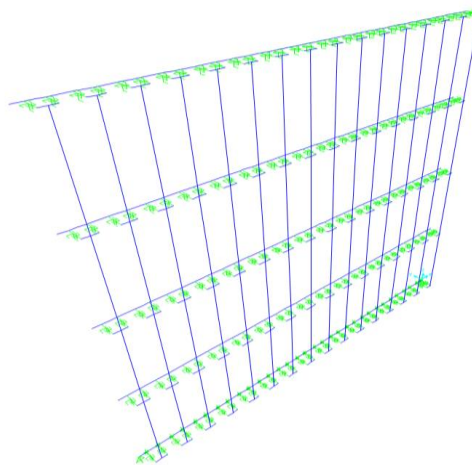
5.1. ΖΕΥΓΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ Vs ΜΟΝΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Αρχικά τοποθετήθηκαν στον φορέα ζεύγη συνδέσεων στις θέσεις που τοποθετήθηκαν στον πραγματικό φορέα οι ήλοι. Προκειμένου να μείνει η απόσταση των ήλων απαραμόρφωτη τοποθετήθηκε ανάμεσα τους ένα άκαμπτο στοιχείο όπως παρουσιάζεται στη συνέχεια.



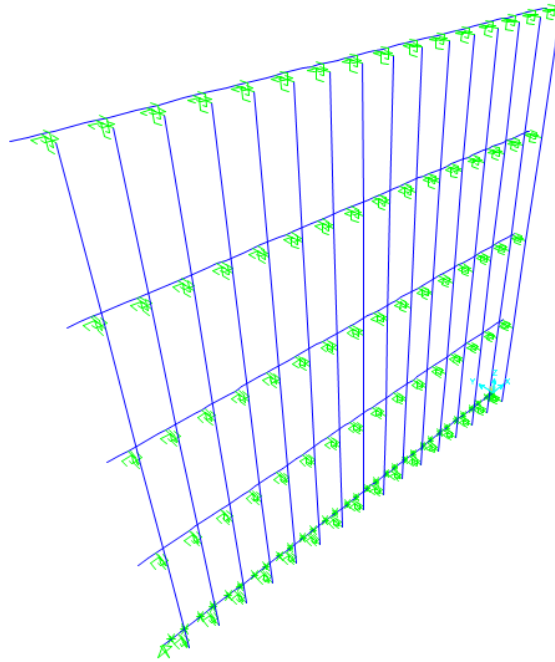
Εικόνα 5.4 Ζεύγος συνδέσεων όπως προσομοιώθηκε στο SAP2000

Ο φορέας τελικά διαμορφώνεται ως εξής:



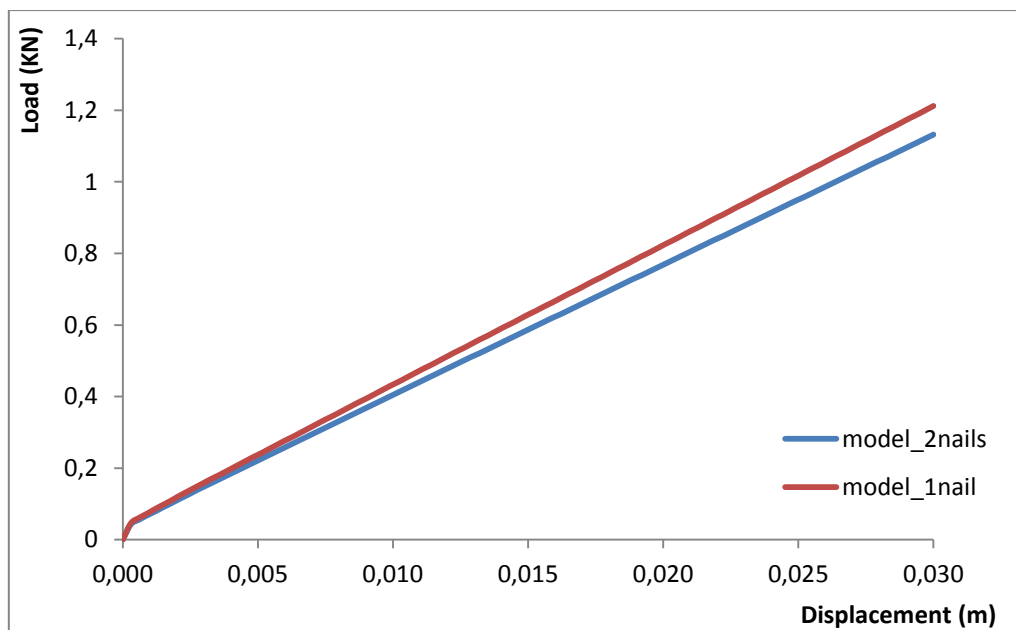
Εικόνα 5.5 Προσομοίωμα του διαφράγματος με ζεύγη συνδέσεων

Στη συνέχεια τοποθετήθηκαν μονές συνδέσεις στη θέση του ζεύγους συνδέσεων και ο φορέας διαμορφώθηκε ως εξής.



Εικόνα 5.6 Προσομοίωμα του διαφράγματος με μονές συνδέσεις

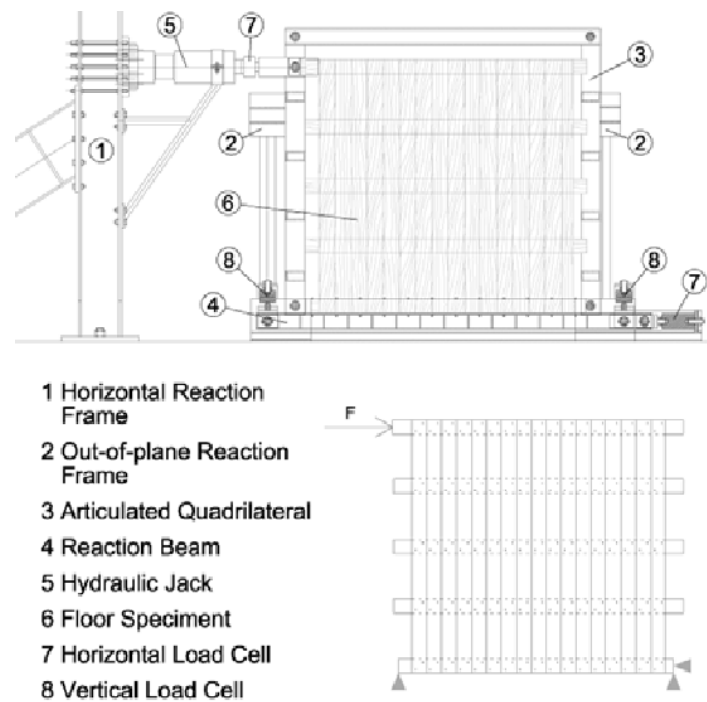
Οι αποκρίσεις των δύο παραπάνω διαφραγμάτων, παρουσιάζονται παρακάτω συνοπτικά με ένα συγκριτικό διάγραμμα δύναμης μετατόπισης.



Εικόνα 5.7 Συγκριτικό Διάγραμμα δύναμης - μετατόπισης για τα δύο διαφράγματα

Παρατηρώντας το παραπάνω διάγραμμα καταλήγουμε πως δεν διαφέρει η απόκριση του φορέα με τη μονή ή τη διπλή σύνδεση και συνεπώς προκειμένου να απλουστευθεί η διαμόρφωση του φορέα επιλέγεται η χρήση μονού συνδέσμου.

- Συνοριακές συνθήκες και φορτία: Οι συνοριακές συνθήκες επιλέχθηκαν, με τέτοιο τρόπο, ώστε να προσομοιωθούν πλήρως τις συνθήκες του πειράματος



Εικόνα 5.8 Πειραματική διάταξη & Σχηματική απεικόνιση του φορέα

Αναφορικά με τα φορτία, το μοντέλο υποβλήθηκε σε μονοτονική φόρτιση όπως παρουσιάζεται παραπάνω.

5.1.1. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements)

Κατά τη διάρκεια των αναλύσεων διαπιστώθηκε πως ο νόμος που καθόριζε τη συμπεριφορά των συνδέσεων στο προσομοίωμα καθόριζε εν τέλει τη συμπεριφορά ολόκληρου του διαφράγματος γενικότερα και κατά πόσο αυτή θα εξομοίωνε τη συμπεριφορά των πειραματικών διατάξεων. Προκειμένου να έχουμε μια ολοκληρωμένη εικόνα της επιρροής των link elements στην συμπεριφορά των προσομοιωμένων διαφραγμάτων εξετάσαμε στον ίδιο ακριβώς φορά διάφορους νόμους συμπεριφοράς βασιζόμενοι τόσο σε θεωρητικά μοντέλα , αλλά και σε παλαιότερες πειραματικές διατάξεις, όπως αυτά έχουν περιγραφεί διεξοδικά στα παραπάνω κεφάλαια.

5.1.1.1. ΔΡΑΣΗ ΒΑΗΤΡΟΥ (BINTZΗΛΑΙΟΥ, ΤΑΣΙΟΣ)

Αρχικά επιλέχθηκε μία εξομοίωση της συμπεριφοράς των ήλων εντός των ξύλινων μελών με αυτή των βλήτρων εντός του οπλισμένου σκυροδέματος όπως διατυπώνεται στη βιβλιογραφία (Βιντζηλαίου , Τάσιος 1986)

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των συνδέσεων , χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις όπως έχουν αναφερθεί στην παράγραφο 4.1.4.3. όπου :

- $f_c = 44 \text{ N/mm}^2$
- $f_{sy} = 220 \text{ N/mm}^2$
- $d = 2,75 \text{ mm}$
- $e = 70 \text{ mm}$

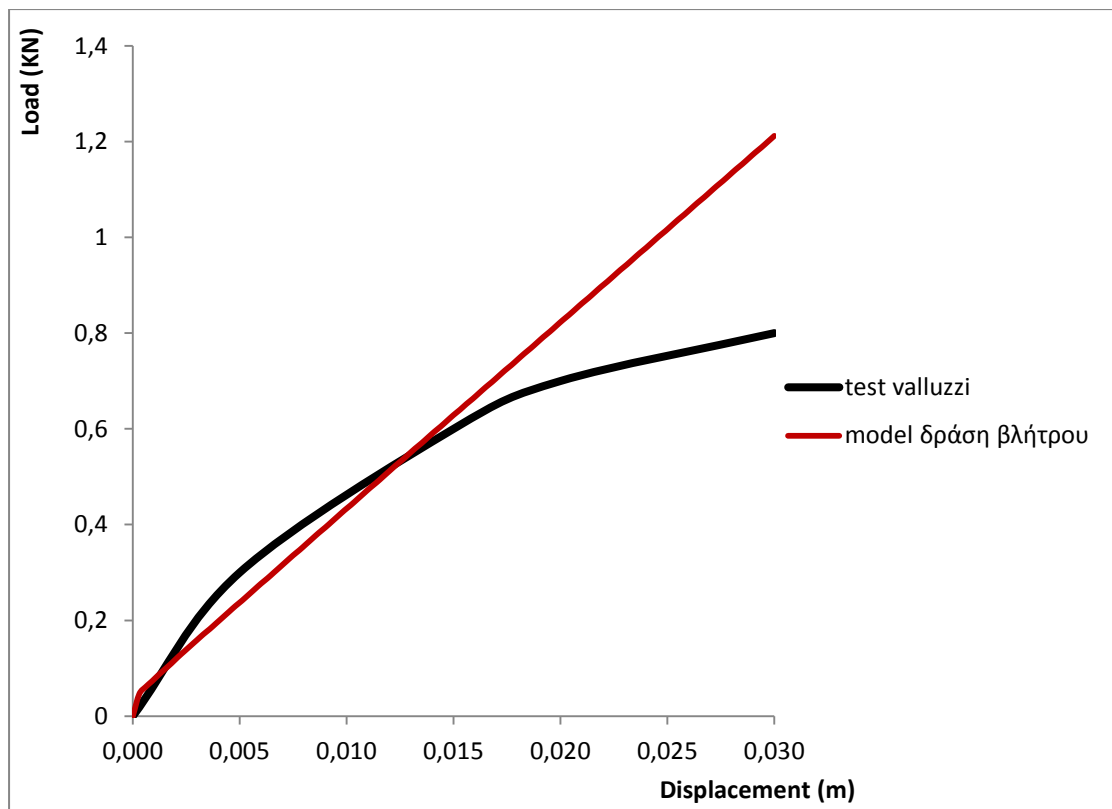
Τελικά προέκυψαν οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 8

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις

Displacement (m)	Load (kN)
-0,000140	-0,011
-0,000023	-0,008
-0,000017	-0,006
0,000000	0,000
0,000017	0,006
0,000023	0,008
0,000140	0,011

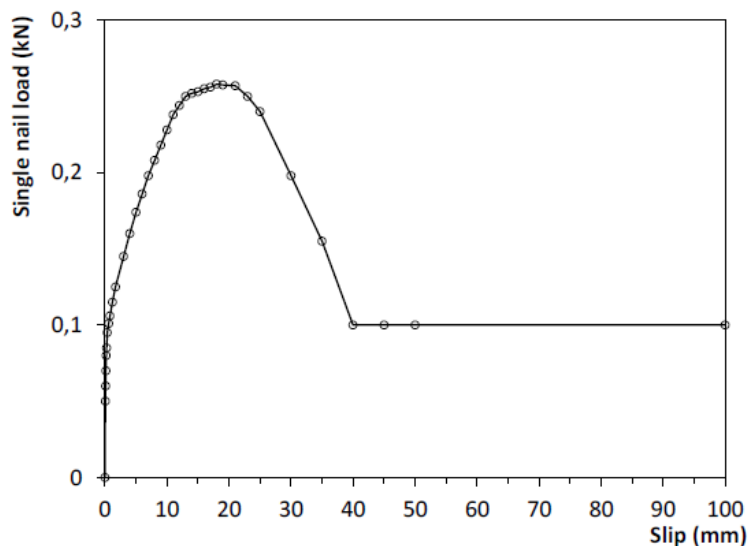
Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη.



Εικόνα 5.9 Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα

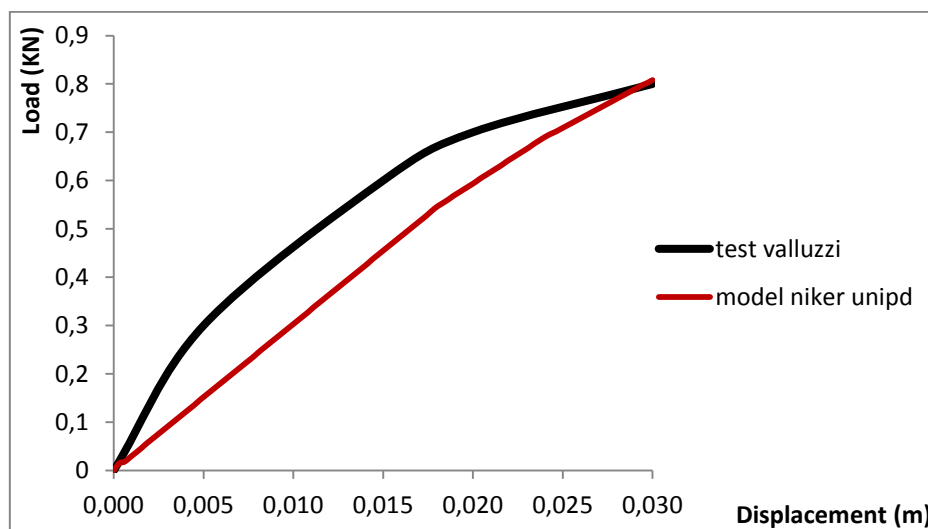
5.1.1.2. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΑΠΟ UNIPD & BOZZA

Χρησιμοποιήσαμε στη συνέχεια την καμπύλη φορτίου παραμόρφωσης του ίδιου του πειράματος όπως παρουσιάστηκαν στα πλαίσια του προγράμματος NIKER από τα UNIPD και BOZZA ,τα οποία ακολουθούν παρακάτω.



Εικόνα 5.10 Διάγραμμα φορτίου -σχετικής μετακίνησης για τις συνδέσεις

Το διάγραμμα φορτίου μετατόπισης που προέκυψε από την παραπάνω εξομοίωση παρουσιάζεται παρακάτω.



Εικόνα 5.11 Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης για το διάφραγμα

5.1.1.3. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ A. WILSON

Στην διδακτορική διατριβή *Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings*, Aaron W. Wilson παρουσιάζονται καμπύλες φορτίου παραμόρφωσης οι οποίες προέκυψαν μετά από πειράματα για τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις συνδέσεων και παρουσιάζονται διεξοδικά στην παράγραφο 4.1.4.1. :

- Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
 - Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.
 - Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας στο Parnell, Auckland, που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
 - Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας 'T Adair Building' στο Gisborne, που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.
-
- ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΗΠΑ

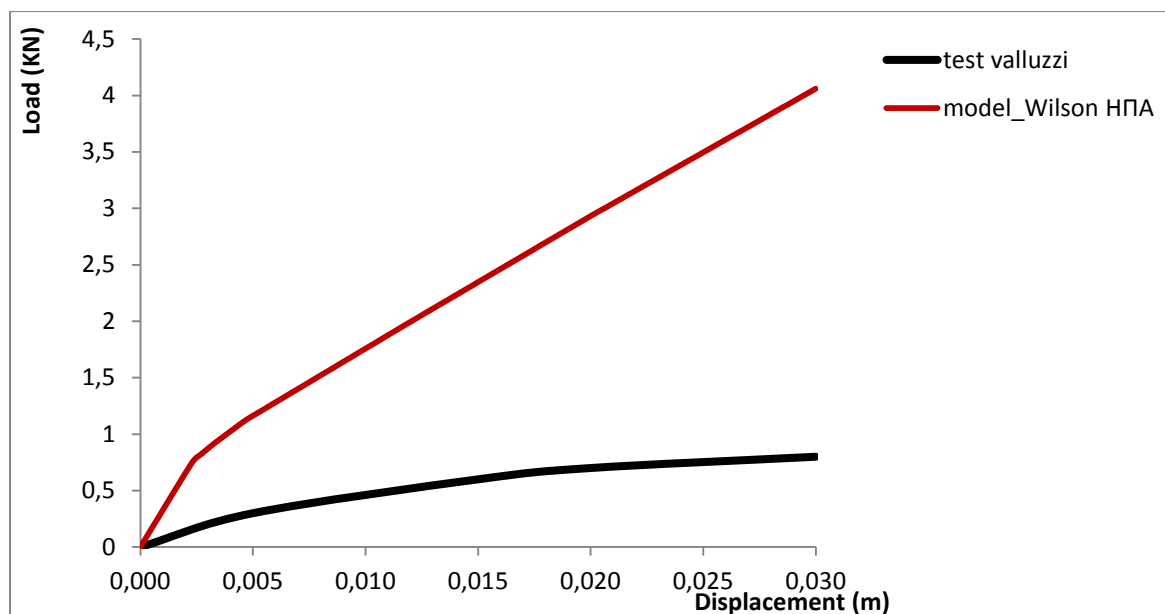
Οι μετακινήσεις συναρτήσεως του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 9

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0052	-0,9298
-0,0001	-0,1601
0,0000	0,0000
0,0001	0,1753
0,0061	1,0518

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 5.12 Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης για το διάφραγμα

- ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΝΕΑ ΖΗΛΑΝΔΙΑ

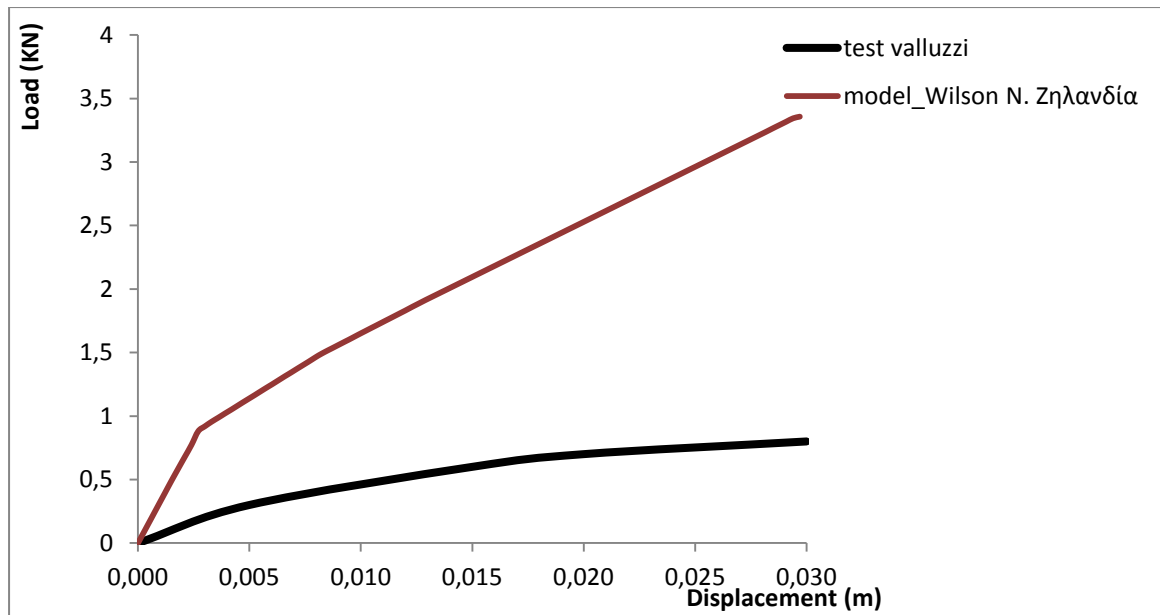
Οι μετακινήσεις συναρτήσε του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 10

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, Ν. Ζηλανδία

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0105	-0,9756
-0,0001	-0,1677
0,0000	0,0000
0,0001	0,2134
0,0105	1,2347

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 5.13 Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης για το διάφραγμα

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ - PARNELL

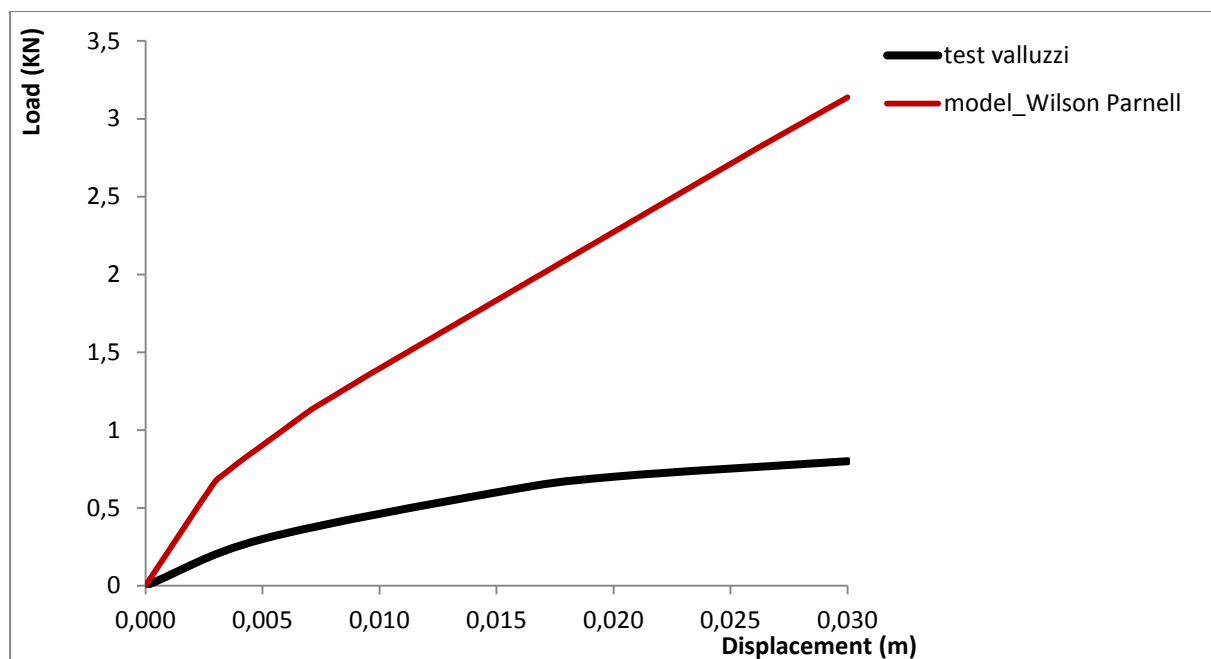
Οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 11

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις, Parnell

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0070	-0,74691
-0,0002	-0,12957
0,0000	0
0,0003	0,160053
0,0087	0,937453

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 5.14 Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – T. ADAIR

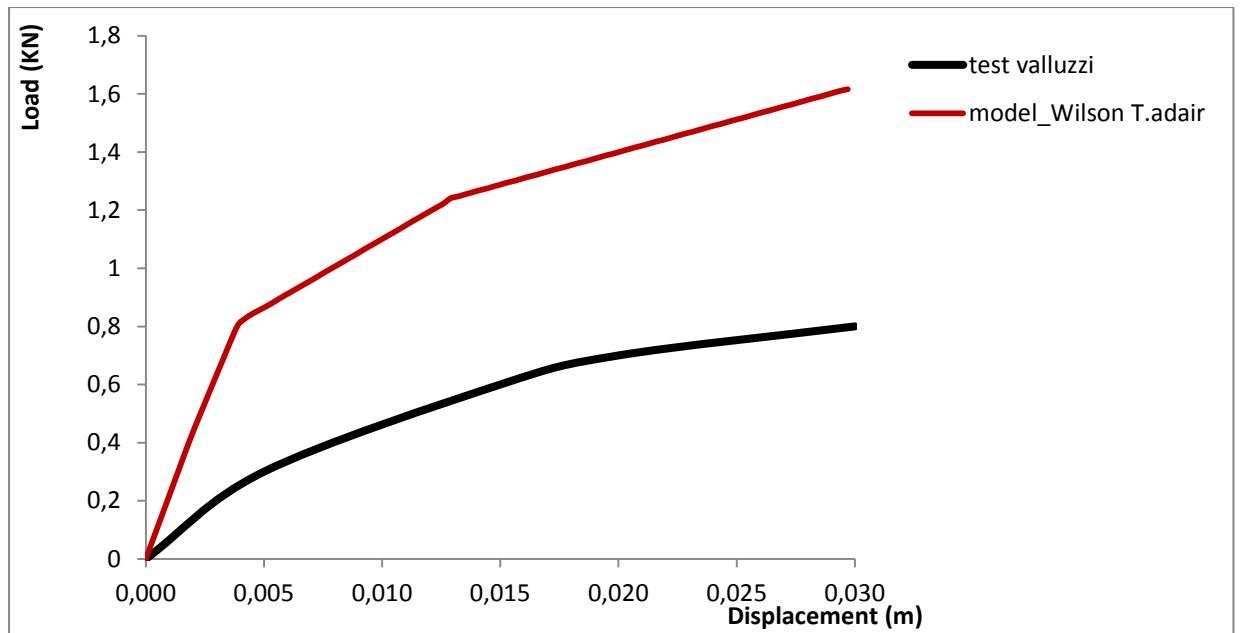
Οι μετακινήσεις συναρτήσεως του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 12

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις , T. Adair

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0611	-0,82313
-0,0005	-0,13719
0,0000	0
0,0002	0,266755
0,0611	0,785021

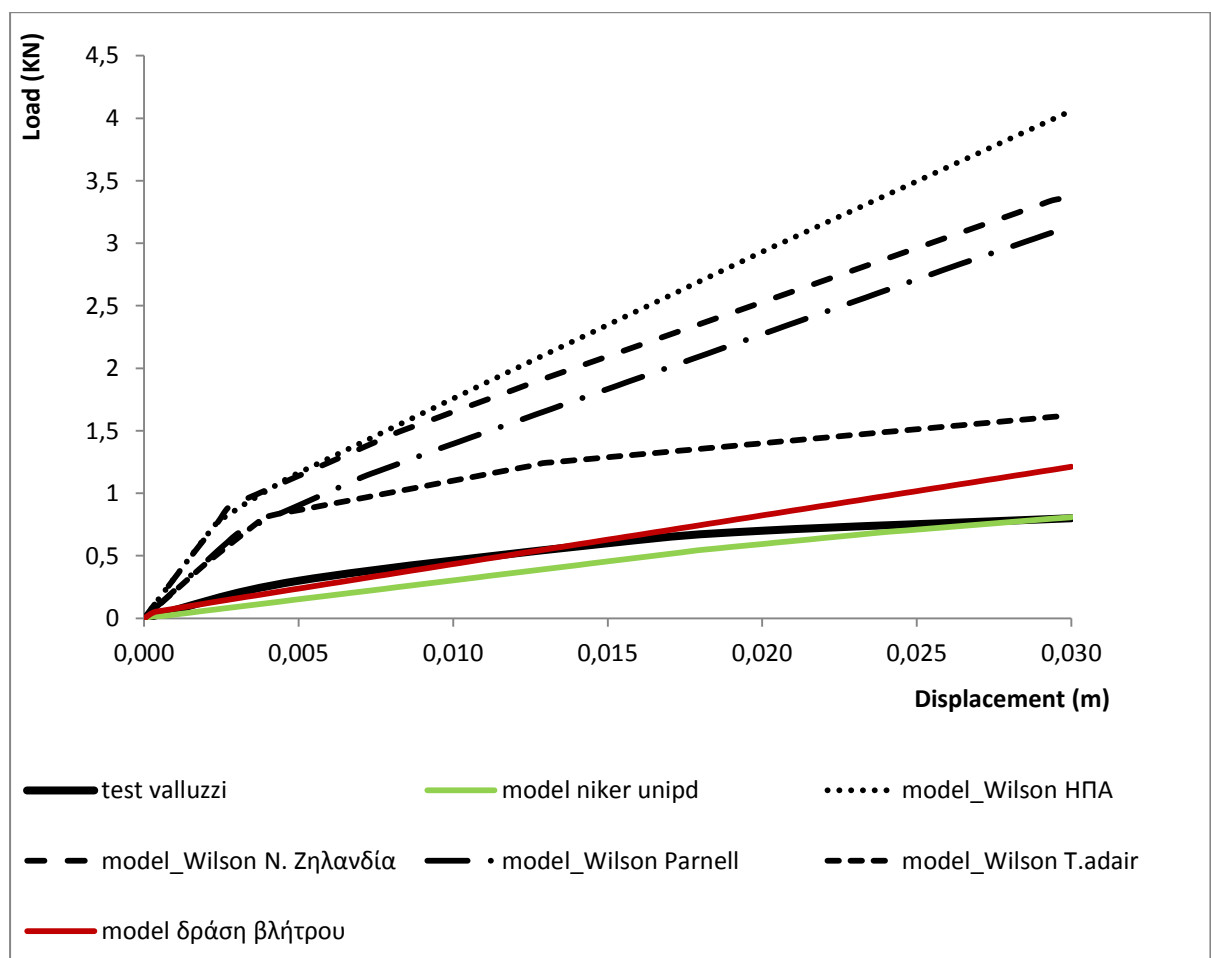
Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 5.15 Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης για το διάφραγμα

5.1.1.4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ & ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρακάτω διάγραμμα εμφανίζονται όλες οι καμπύλες φορτίου μετατόπισης των φορέων όπως προέκυψαν για τις διαφορετικές συνδέσεις . Επίσης εμφανίζεται και η καμπύλη όπως προκύπτει από τα πειράματα των Valluzzi et al. για το μη ενισχυμένο ξύλινο πάτωμα.



Εικόνα 5.16 Συγκριτικό διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης για όλα τα προσομοιώματα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικά μεγέθη όπως προέκυψαν από τις προσομοιώσεις. Ως F_u ορίζεται το παραλαμβανόμενο φορτίο για την μέγιστη μετατόπιση d_{Fu} , ενώ ως $F_{1/3}$ ορίζεται το 1/3 του F_u και ως $d_{F1/3}$ η αντίστοιχη μετατόπιση, με $K_{1/3}$ την δυσκαμψία που προκύπτει σε αυτό το σημείο.

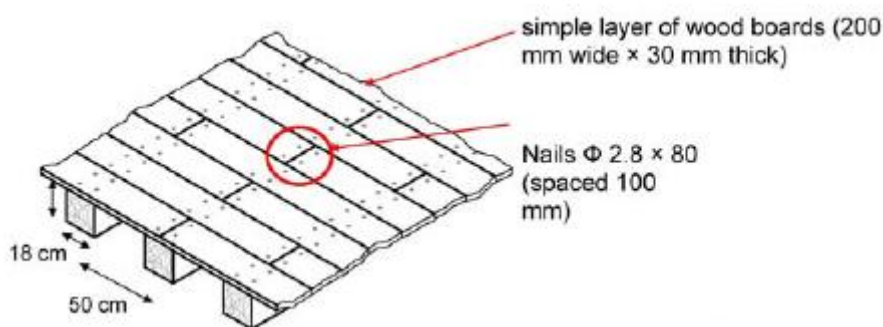
Πίνακας 13 Αποτελέσματα Προσομοιώσεων

VALLUZZI simple floor					
	Fu (kN)	dfu (m)	F _{1/3} (kN)	df _{1/3} (m)	K _{1/3} (kN/mm)
Wilson_ΗΠΑ	4,06	0,03	1,35	0,0066	0,205
Wilson_N.Ζηλανδία	3,36	0,03	1,12	0,0048	0,233
Wilson_Parnell	3,14	0,03	1,05	0,0063	0,166
Wilson_T.Adair	1,62	0,03	0,54	0,0027	0,200
Niker_UNIPD	0,81	0,03	0,27	0,009	0,030
Δράση Βλήτρου	1,21	0,03	0,40	0,003	0,130
Αρχικός Φορέας	0,77	0,03	0,26	0,003	0,086

Από τα παραπάνω διαπιστώνουμε, πως η προσομοίωση με τη χρήση των σχέσεων δράσης βλήτρου ορίζει ακριβέστερα τη συμπεριφορά του διαφράγματος με παρόμοια τιμή δυσκαμψίας $K_{1/3}$. Επίσης όπως ήταν αναμενόμενο η προσομοίωση του φορέα κάνοντας χρήση του διαγράμματος δύναμης-σχετικής μετακίνησης του UNIPD στα πλαίσια του προγράμματος Niker, το οποίο αφορά τον ίδιο το φορέα, είναι αρκετά ακριβής υποτιμώντας όμως τη δυσκαμψία αυτού. Τέλος οι προσομοιώσεις με τη χρήση των καμπύλων Wilson απέχουν πολύ από τον πραγματικό φορέα υπερεκτιμώντας τη δυσκαμψία και την παραλαμβανόμενη δύναμη αυτού, κάτι που μπορεί να οφείλεται στην ποιότητα και το είδος των συνδέσεων που χρησιμοποιήθηκαν και για τα οποία δεν έχουμε ακριβέστερες πληροφορίες.

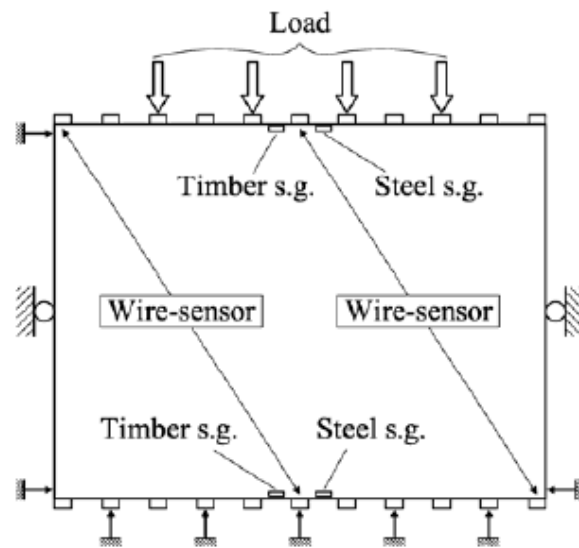
6. ΑΠΛΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Baldessari et al.

Σε αυτή τη δημοσίευση, θεωρείται ένα απλό υποστηρίζεται δάπεδο ξυλείας, όπου τα δοκάρια έχουν διατομή 18 x 18 cm, σε απόσταση 50cm, σύνθητες σύστημα για την κατασκευή του πατώματος στα ιταλικά ιστορικά κτίρια. Το κατάστρωμα αποτελείται από ένα απλό στρώμα από σανίδες ξύλου (3 cm), τοποθετημένες σταυρωτά και καρφωμένες στις ξύλινες δοκούς (4 καρφιά ανά τομή μεταξύ σανίδας και δοκού, βλέπε σχήμα)



Εικόνα 6.1 Σχηματική απεικόνιση του απλού διαφράγματος

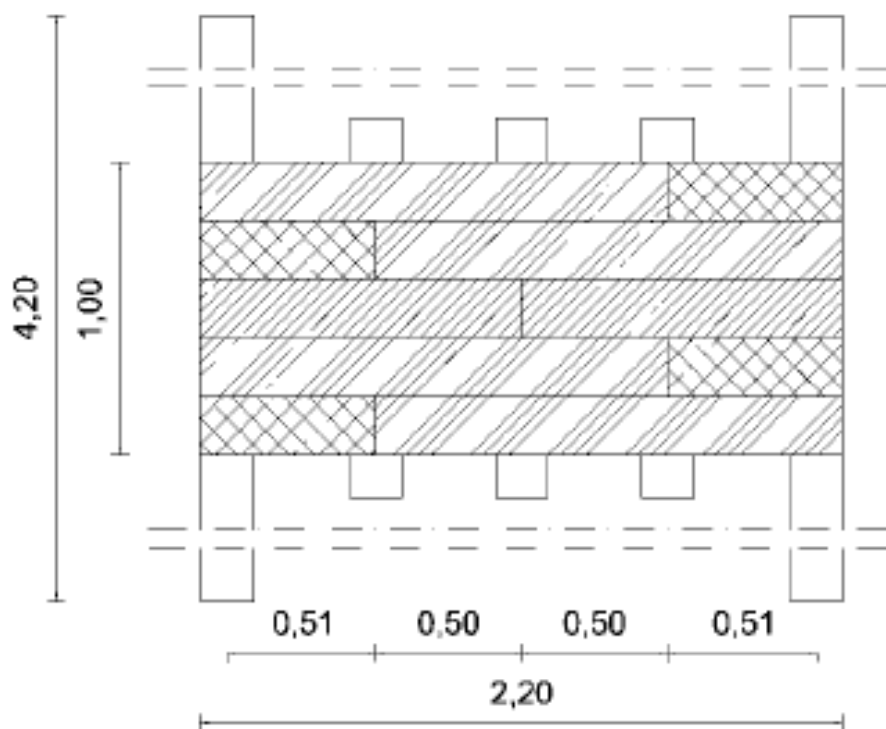
Η μηχανική διάταξη ήταν σχεδιασμένη λαμβάνοντας υπόψη τις διαστάσεις του δείγματος, τις συνοριακές συνθήκες και τη διαμόρφωση του φορτίου. Τα δάπεδα κατασκευάστηκαν στο εργαστήριο σε δύο διαφορετικά μεγέθη: για τις μονοτονικές φορτίσεις χρησιμοποιήθηκαν δάπεδα μικρού μεγέθους (1 x 2 m), ενώ οι κυκλικές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα πατώματος με πραγματικό μέγεθος (4 x 5 m).



Εικόνα 6.2 Σχηματική απεικόνιση της φόρτισης για το διάφραγμα πραγματικών διαστάσεων

6.1. ΑΠΛΟ ΠΑΤΩΜΑ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ 2m x 1m

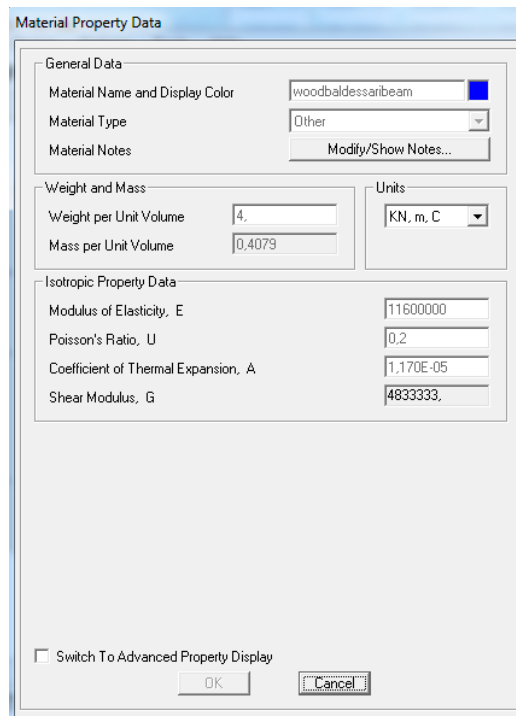
Ο φορέας διαμορφώθηκε σύμφωνα με τα δεδομένα του πειράματος και παρουσιάζεται συνοπτικά παρακάτω.



Εικόνα 6.3 Κάτοψη απλού διαφράγματος μικρού μεγέθους

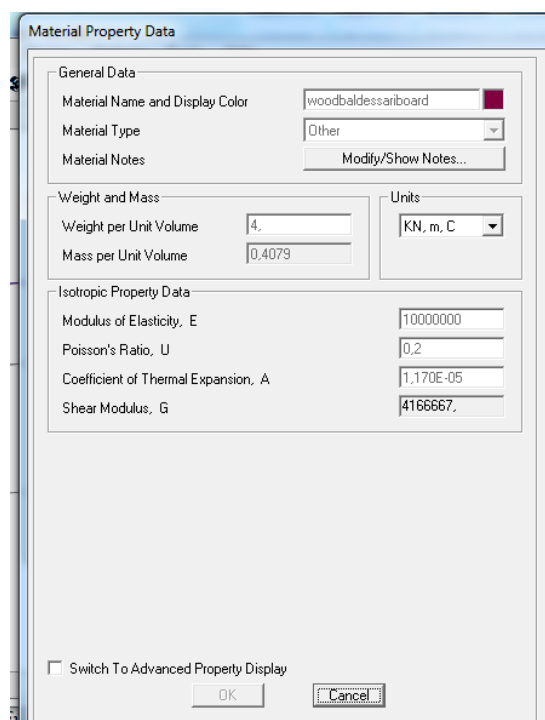
Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v15.1.0. Τα στοιχεία του δαπέδου μοντελοποιήθηκαν ως εξής:

- Υλικό : Ορίστηκε νέο υλικό για τις ξύλινες δοκούς το οποίο θεωρήθηκε ως ορθοτροπικό υλικό με μέτρο ελαστικότητας $E=11,60$ GPa.



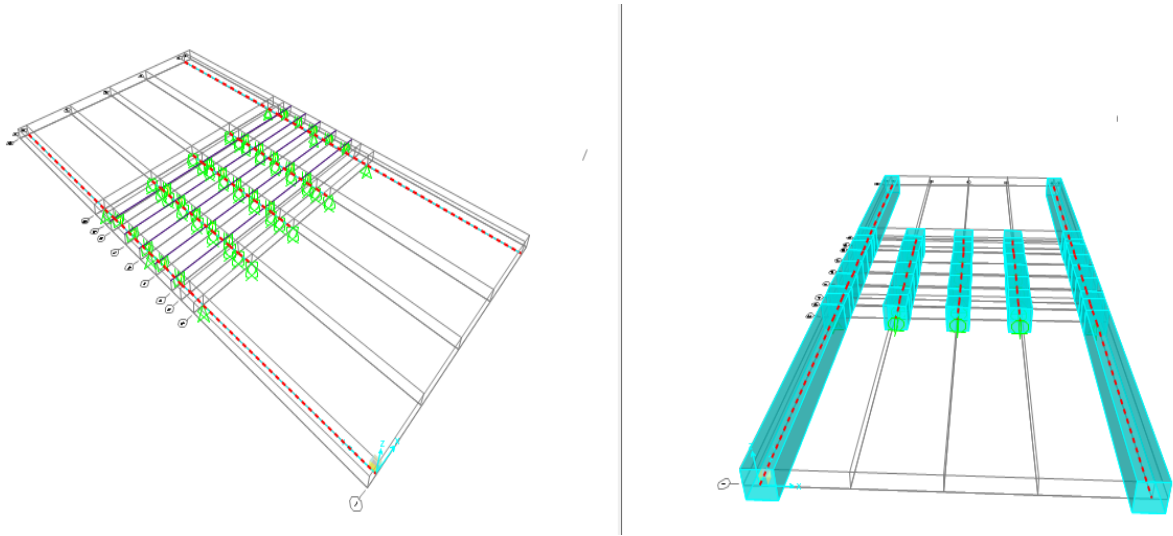
Εικόνα 6.4 Εισαγωγή ιδιοτήτων υλικού των δοκών στο SAP2000

- Υλικό : Ορίστηκε νέο υλικό για τις ξύλινες σανίδες το οποίο θεωρήθηκε ως ορθοτροπικό υλικό με μέτρο ελαστικότητας $E=10,00$ GPa.



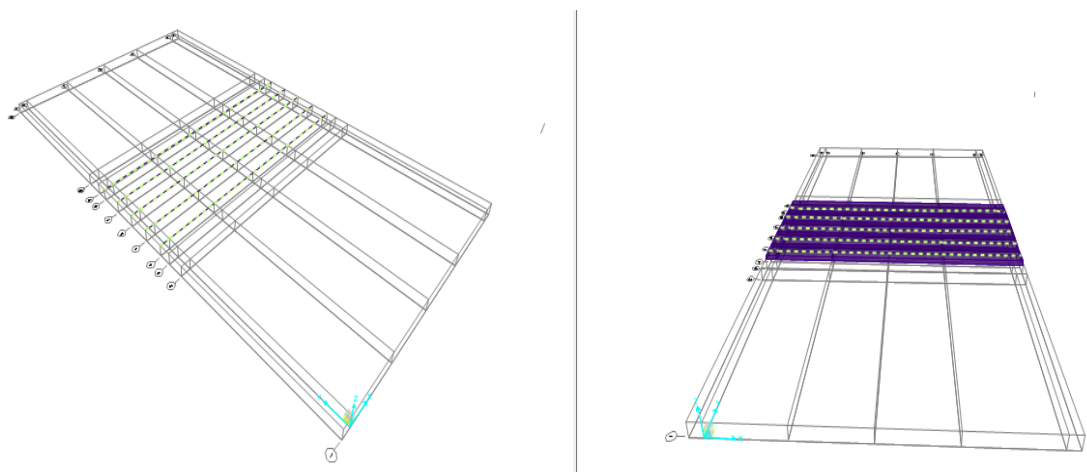
Εικόνα 6.5 Εισαγωγή ιδιοτήτων υλικού των σανίδων στο SAP2000

- Ξύλινες δοκοί: σύμφωνα με τα πειράματα επιλέχθηκαν δοκοί διαστάσεων (18cm x 18 cm), οι οποίες προσομοιώθηκαν με frame elements



Εικόνα 6.6 Προσομοίωση ξύλινων δοκών στο SAP2000

- Ξύλινο πάτωμα: Κάθε σανίδα προσομοιώθηκε ως ξεχωριστό frame element

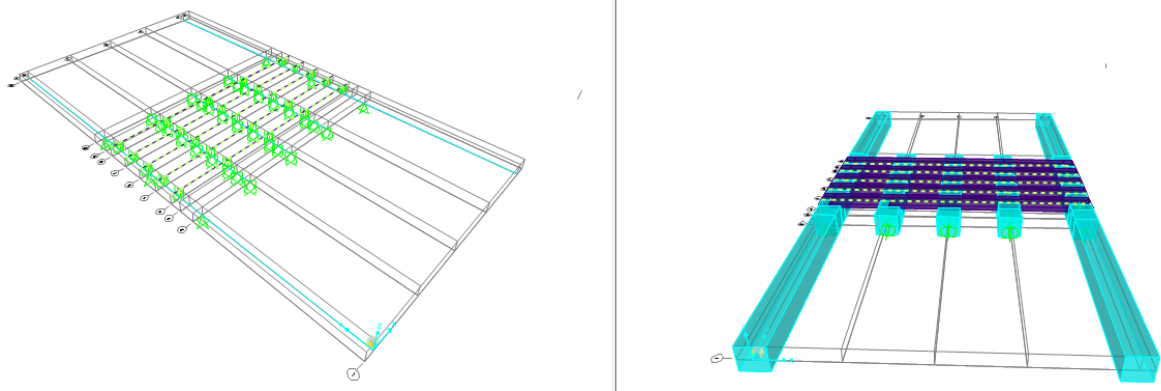


Εικόνα 6.7 Προσομοίωση ξύλινων σανίδων στο SAP2000

- Συνδέσεις : Ειδική προσομοίωση έγινε για κάθε καρφί καθώς χρησιμοποιήθηκαν special link support elements, όπως αναφέρεται στην διδακτορική διατριβή του (Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings , Aaron W. Wilson) .

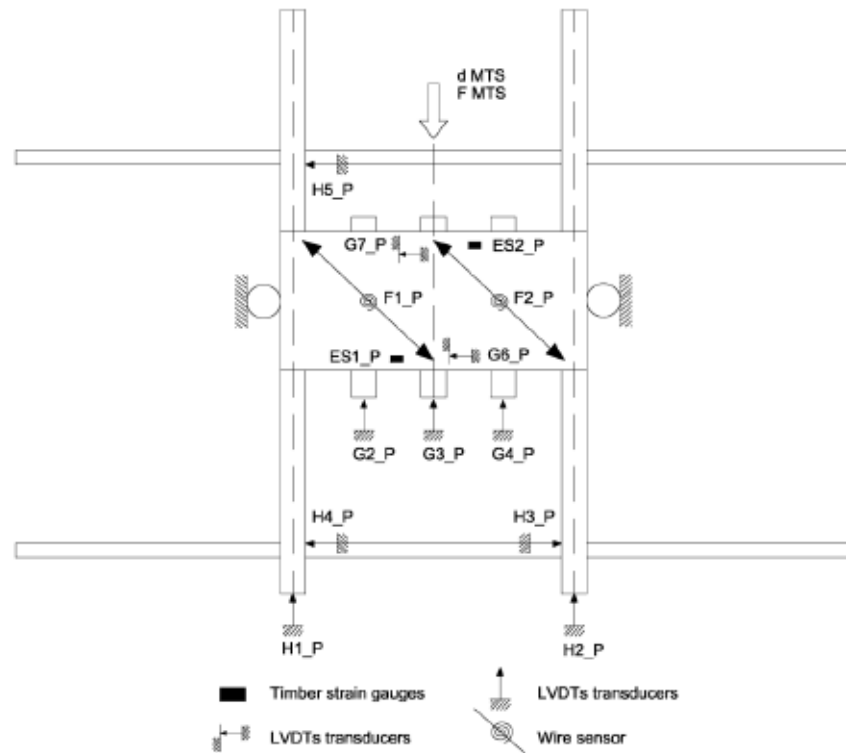
Προς απλούστευση του προσομοιώματος επιλέχθηκε η χρήση των μονών συνδέσεων.

Ο φορέας τελικά διαμορφώνεται ως εξής:



Εικόνα 6.8 Προσομοίωμα απλού διαφράγματος στο SAP2000

- Συνοριακές συνθήκες και φορτία: Οι συνοριακές συνθήκες επιλέχθηκαν, με τέτοιο τρόπο, ώστε να προσομοιωθούν πλήρως τις συνθήκες του περάματος



Εικόνα 6.9 Σχηματική απεικόνιση της διάταξης της φόρτισης

6.1.1. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements)

6.1.1.1. ΔΡΑΣΗ ΒΛΗΤΡΟΥ (BINTZHLAIΟΥ, ΤΑΣΙΟΣ)

Αρχικά επιλέχθηκε μία εξομοίωση της συμπεριφοράς των ήλων εντός των ξύλινων μελών με αυτή των βλήτρων εντός του οπλισμένου σκυροδέματος όπως διατυπώνεται στη βιβλιογραφία (Βιντζηλαίου , Τάσιος 1986)

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των συνδέσεων , χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις όπως έχουν αναφερθεί στην παράγραφο 4.1.4.3. όπου :

- $f_c = 33 \text{ N/mm}^2$
- $f_{sy} = 220 \text{ N/mm}^2$
- $d = 2,80 \text{ mm}$
- $e = 90 \text{ mm}$

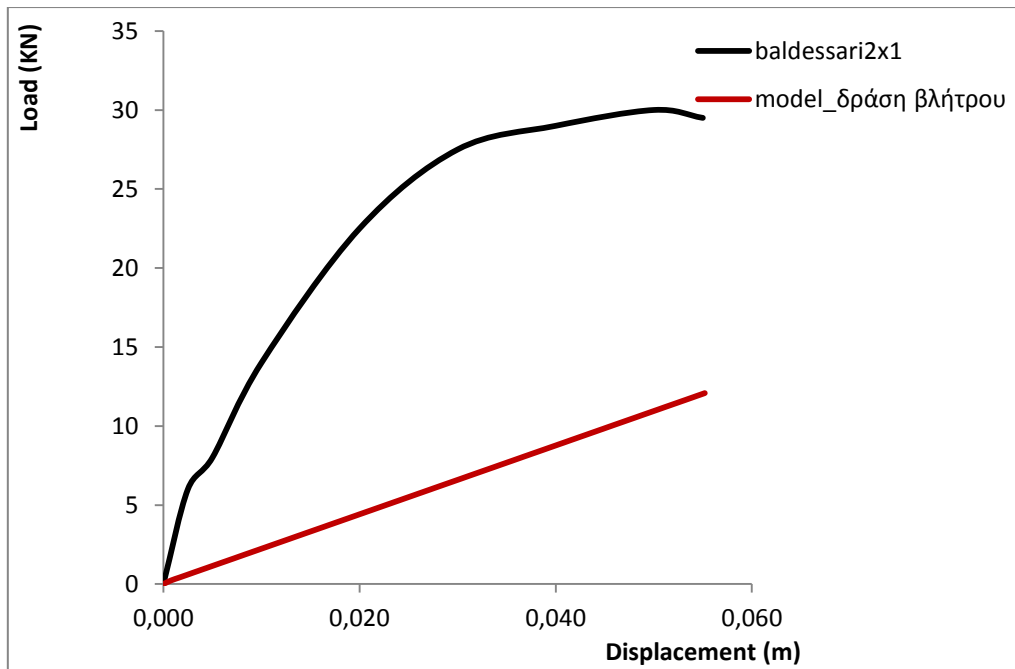
Τελικά προέκυψαν οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 14

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις με δράση βλήτρου

Displacement (m)	Load (kN)
-0,00014	-0,00900
-0,00002	-0,00630
-0,00002	-0,00450
0,00000	0,00000
0,00002	0,00450
0,00002	0,00630
0,00014	0,00900

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη.



Εικόνα 6.10 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

6.1.1.2. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΑΠΟ UNIPD & BOZZA

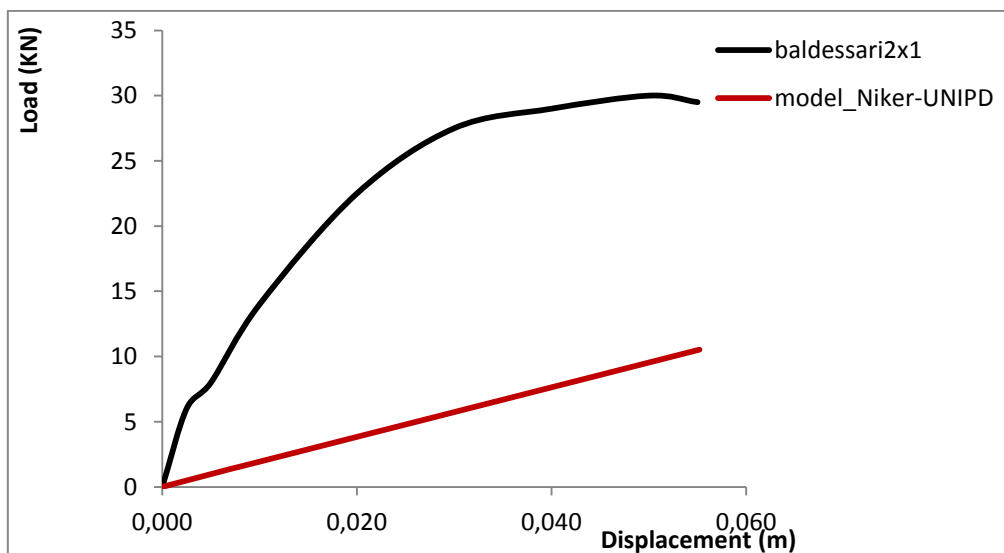
Χρησιμοποιήσαμε στη συνέχεια την καμπύλη φορτίου παραμόρφωσης όπως παρουσιάστηκε στα πλαίσια του προγράμματος NIKER από τα UNIPD και BOZZA αφού προσαρμόσαμε τα μεγέθη για την διάμετρο του υπό μελέτη φορέα

Πίνακας 15

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις Niker-UNIPD

Displacement (m)	Load (kN)
-0,1018	-0,1037
-0,0255	-0,2799
-0,0102	-0,2073
0,0000	0,0000
0,0102	0,2073
0,0255	0,2799
0,1018	0,1037

Το διάγραμμα φορτίου μετατόπισης που προέκυψε από την παραπάνω εξομοίωση παρουσιάζεται παρακάτω.



Εικόνα 6.11 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

6.1.1.3. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ Α. WILSON

Στην διδακτορική διατριβή *Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings*, Aaron W. Wilson παρουσιάζονται καμπύλες φορτίου παραμόρφωσης οι οποίες προέκυψαν μετά από πειράματα για τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις συνδέσεων και παρουσιάζονται διεξοδικά στην παράγραφο 4.1.4.1. :

- Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
 - Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.
 - Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας στο Parnell, Auckland, που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
 - Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας 'T Adair Building' στο Gisborne, που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.
-
- ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΗΠΑ

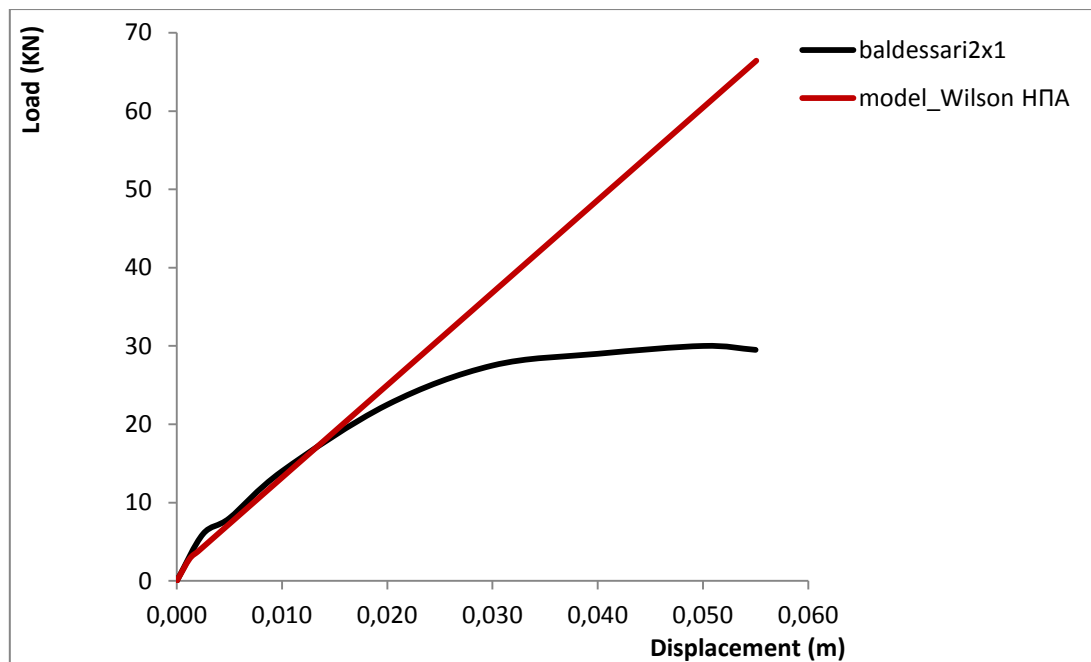
Οι μετακινήσεις συναρτήσεως του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 16

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0053	-0,9640
-0,0001	-0,1659
0,0000	0,0000
0,0001	0,1817
0,0062	1,0904

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 6.12 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΝΕΑ ΖΗΛΑΝΔΙΑ

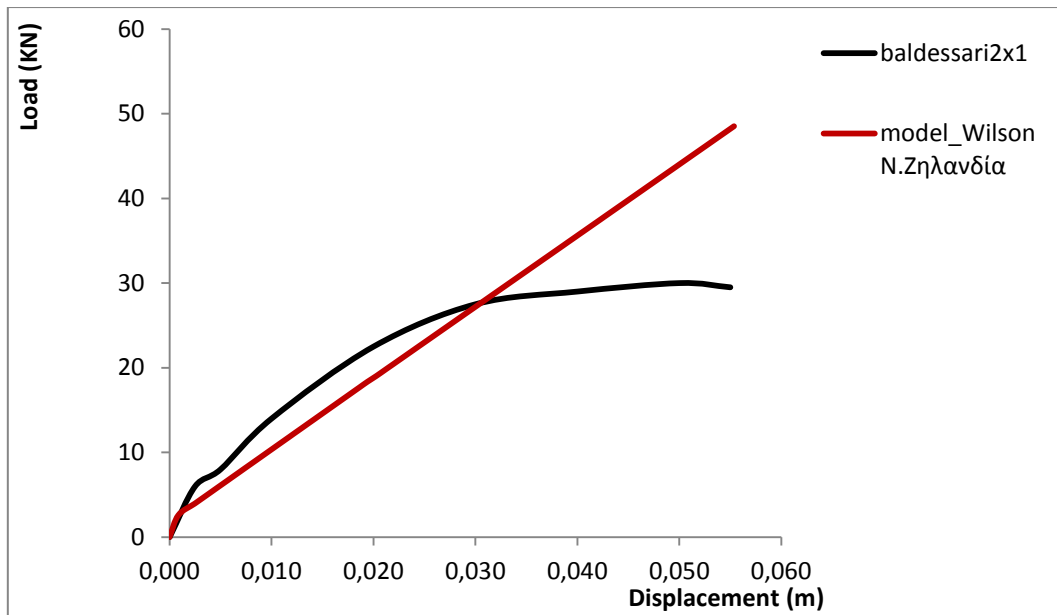
Οι μετακινήσεις συναρτήσεϊ του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 17

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, Ν. Ζηλανδία

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0105	-1,0114
-0,0001	-0,1738
0,0000	0,0000
0,0001	0,2212
0,0105	1,2800

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 6.13 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – PARNELL

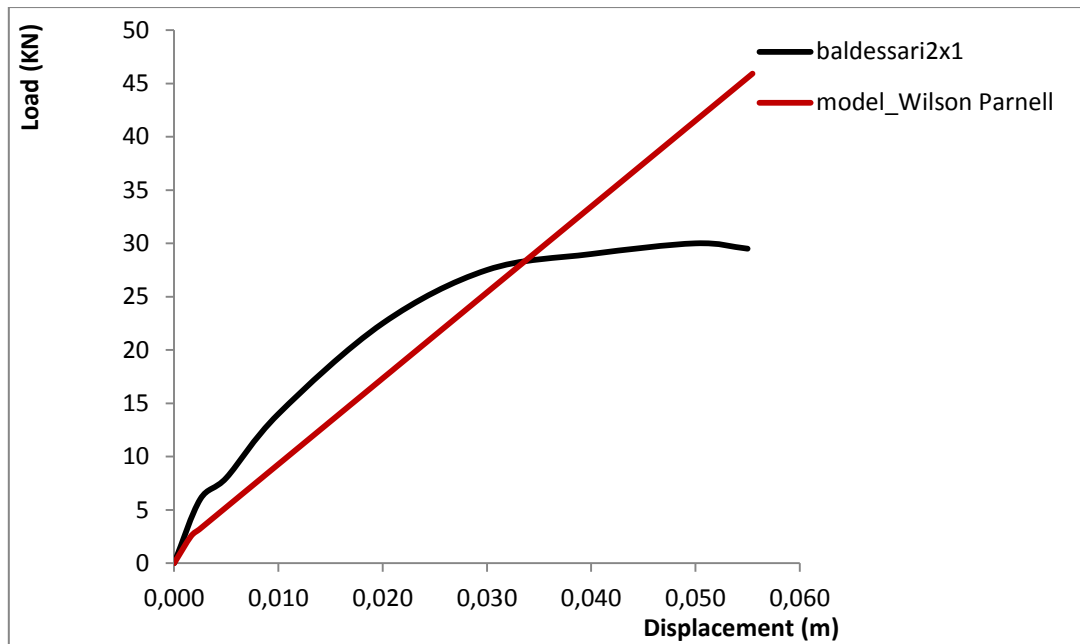
Οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 18

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις , Parnell

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0071	-0,7469
-0,0002	-0,1296
0,0000	0,0000
0,0003	0,1601
0,0089	0,9375

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 6.14 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – T. ADAIR

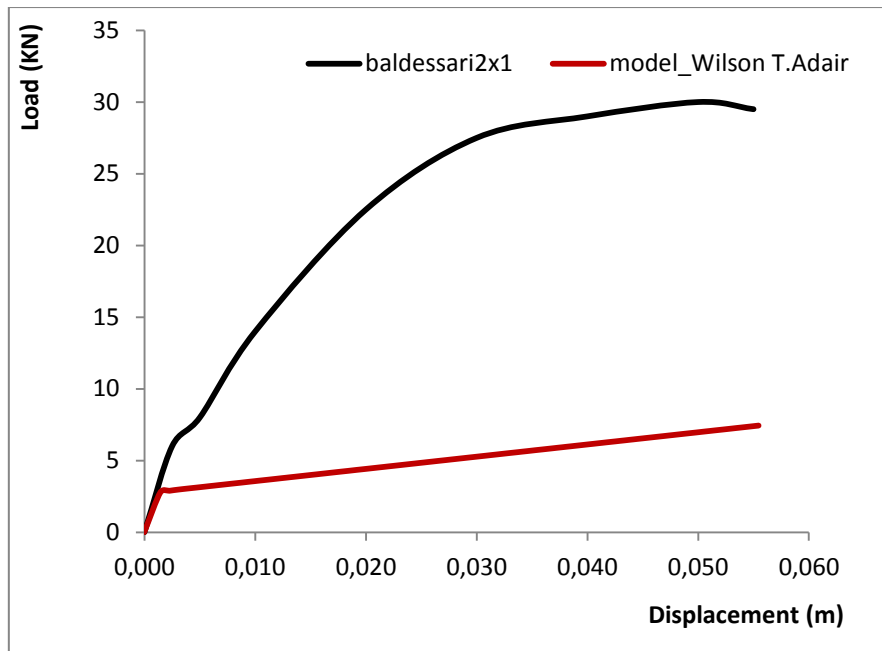
Οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 19

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις , T. Adair

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0622	-0,8533
-0,0005	-0,1422
0,0000	0,0000
0,0002	0,2765
0,0622	0,8138

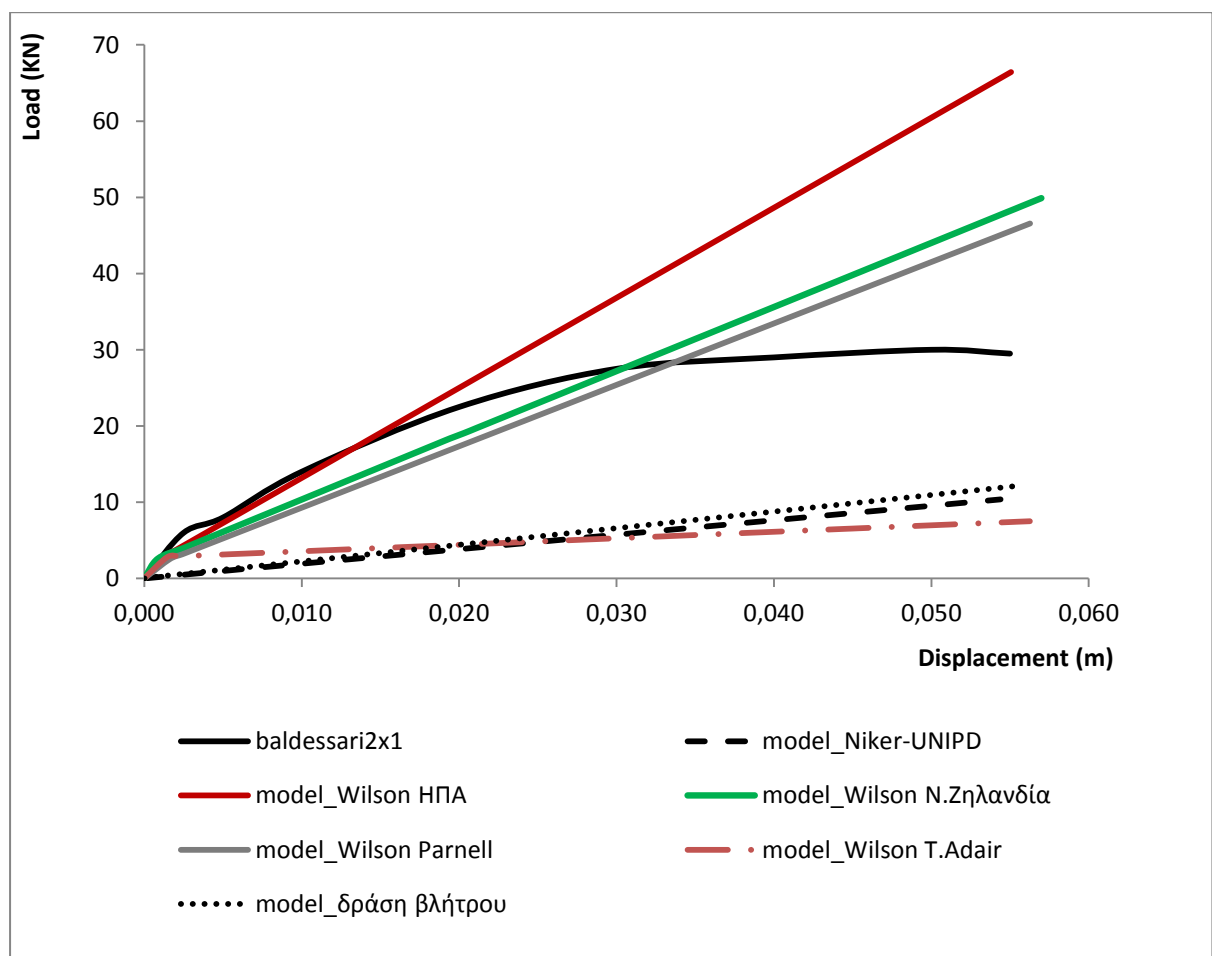
Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 6.15 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

6.1.1.4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ & ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρακάτω διάγραμμα εμφανίζονται όλες οι καμπύλες φορτίου μετατόπισης των φορέων όπως προέκυψαν για τις διαφορετικές συνδέσεις . Επίσης εμφανίζεται και η καμπύλη όπως προκύπτει από τα πειράματα των Valluzzi et al. για το μη ενισχυμένο ξύλινο πάτωμα.



Εικόνα 6.16 Συγκριτικό διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης για όλα τα προσομοιώματα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικά μεγέθη όπως προέκυψαν από τις προσομοιώσεις. Ως F_u ορίζεται το παραλαμβανόμενο φορτίο για την μέγιστη μετατόπιση d_{Fu} , ενώ ως $F_{1/3}$ ορίζεται το 1/3 του F_u και ως $d_{F1/3}$ η αντίστοιχη μετατόπιση, με $K_{1/3}$ την δυσκαμψία που προκύπτει σε αυτό το σημείο.

Πίνακας 20

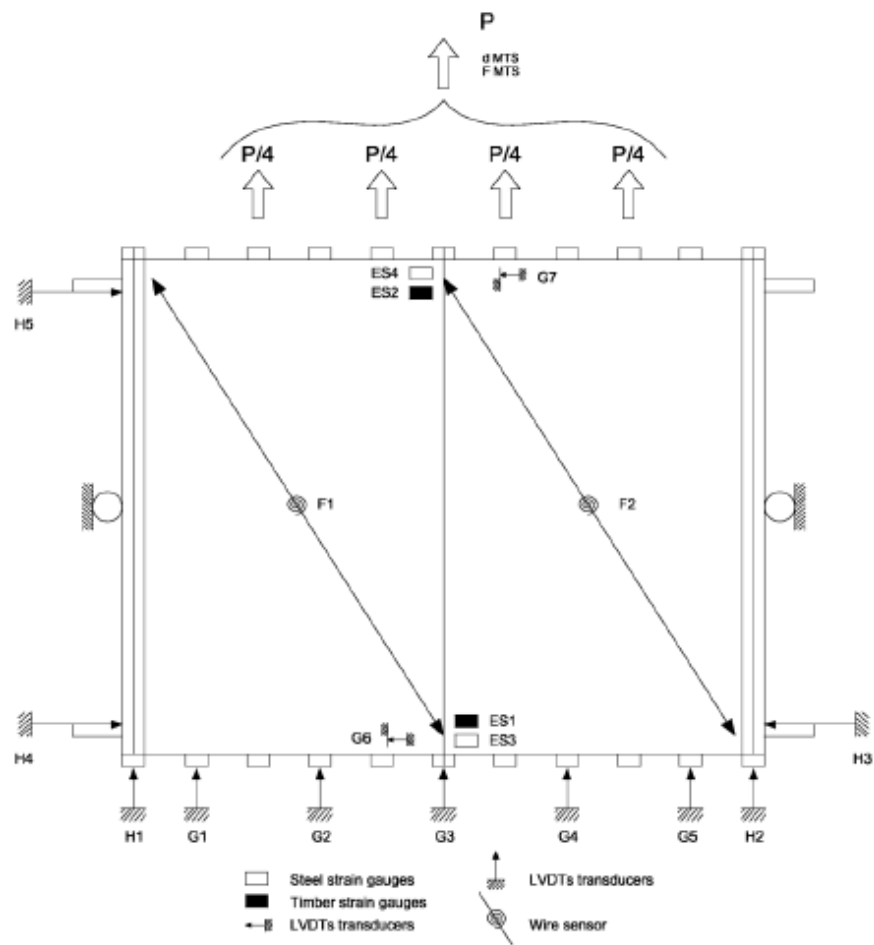
Αποτελέσματα Προσομοιώσεων

BALDESSARI simple floor		2.00 m x 1.00 m			
	Fu (kN)	dfu (m)	F _{1/3} (kN)	df _{1/3} (m)	K _{1/3} (kN/mm)
Wilson_ΗΠΑ	67,38	0,055	22,46	0,018	1,242
Wilson_Ν.Ζηλανδία	49,89	0,055	16,63	0,018	0,935
Wilson_Parnell	46,57	0,055	15,52	0,018	0,878
Wilson_T.Adair	7,51	0,055	2,50	0,001	1,726
Niker_UNIPD	10,52	0,055	3,51	0,021	0,169
Δράση Βλήτρου	12,08	0,055	4,03	0,018	0,219
Αρχικός Φορέας	29,50	0,055	9,83	0,007	1,405

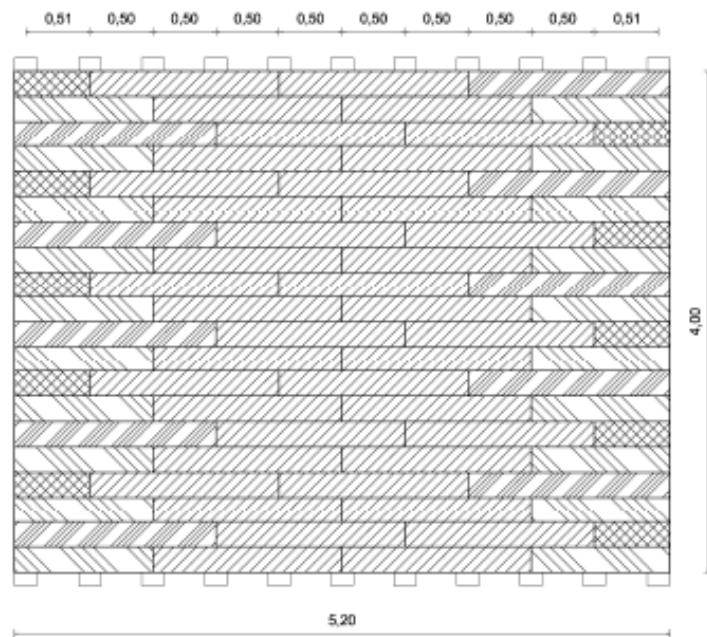
Από τα παραπάνω διαπιστώνουμε, πως η προσομοίωση με τη χρήση των σχέσεων για τις νέες συνδέσεις του Wilson (ΗΠΑ & Ν. Ζηλανδία) ορίζουν ακριβέστερα τη συμπεριφορά του διαφράγματος με παρόμοια τιμή δυσκαμψίας $K_{1/3}$. Επίσης πρέπει να παρατηρήσουμε πως οι παλαιές συνδέσεις αποτυγχάνουν στην προσομοίωση της συμπεριφοράς του διαφράγματος, ενώ το ίδιο συμβαίνει και για την χρήση των σχέσεων δράσης βλήτρου. Παρόλα αυτά ακόμη και οι προσομοιώσεις που δίνουν παρόμοια αποτελέσματα δυσκαμψίας για το διάφραγμα (Wilson ΗΠΑ & Ν.Ζηλανδία), αποτυγχάνουν να εκτιμήσουν τη μέγιστη δύναμη που παραλαμβάνει ο φορέας την οποία και υπερεκτιμούν, καθώς εμφανίζουν μια πιο γραμμική συμπεριφορά. Η παραπάνω διαπίστωση είναι αναμενόμενη καθώς οι σχέσεις που έχουν οριστεί για τη συμπεριφορά των συνδέσεων δεν παρουσιάζουν ευδιάκριτα σημεία διαρροής ούτε και φθιτό κλάδο.

6.2. ΑΠΛΟ ΠΑΤΩΜΑ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ 5m x 4m

Ο φορέας διαμορφώθηκε σύμφωνα με τα δεδομένα του πειράματος και παρουσιάζεται συνοπτικά παρακάτω.



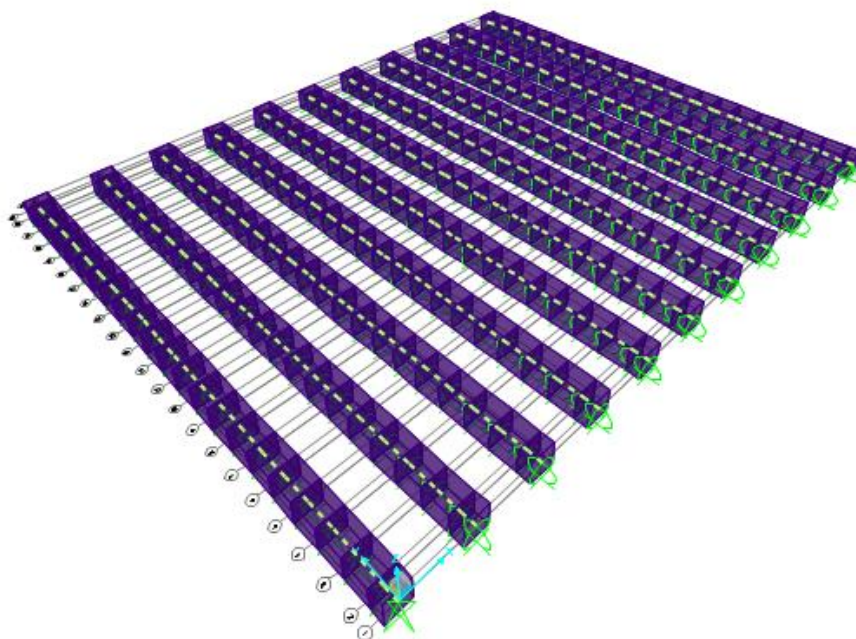
Εικόνα 6.17 Σχηματική απεικόνιση διάταξης φόρτισης



Εικόνα 6.18 Κάτοψη απλού διαφράγματος πραγματικών διαστάσεων

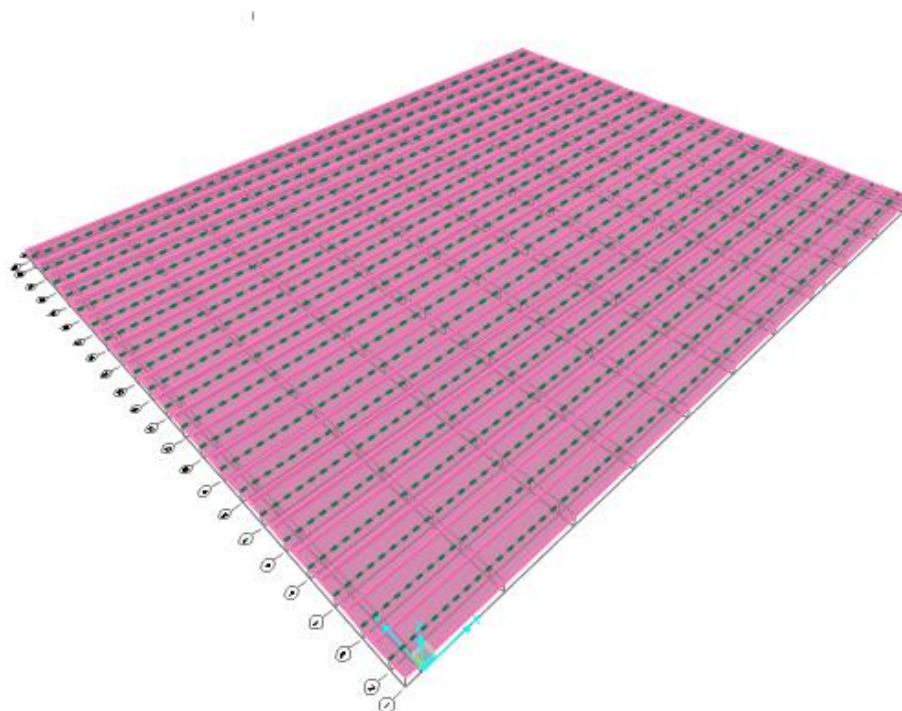
Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v15.1.0. Τα στοιχεία του δαπέδου μοντελοποιήθηκαν ως εξής:

- Ξύλινες δοκοί: σύμφωνα με τα πειράματα επιλέχθηκαν δοκοί διαστάσεων (18cm x 18 cm), οι οποίες προσομοιώθηκαν με frame elements



Εικόνα 6.19 Προσομοίωση ξύλινων δοκών

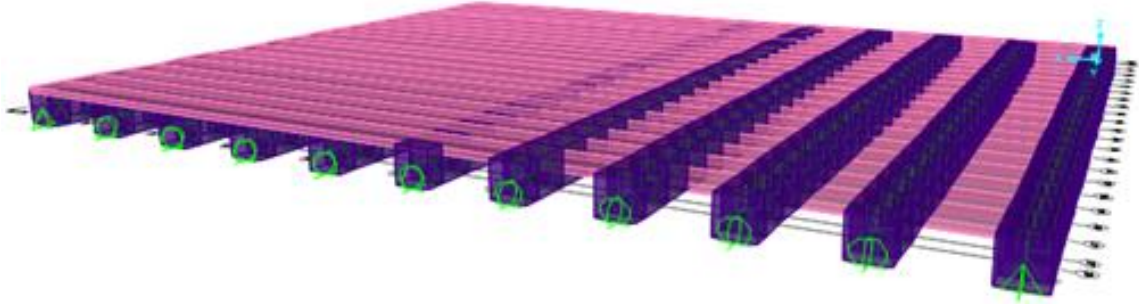
- Ξύλινο πάτωμα: Κάθε σανίδα προσομοιώθηκε ως ξεχωριστό frame element



Εικόνα 6.20 Προσομοίωση ξύλινου καταστρώματος από σανίδες

- Συνδέσεις : Ειδική προσομοίωση έγινε για κάθε καρφί καθώς χρησιμοποιήθηκαν special link support elements, όπως αναφέρεται στην διδακτορική διατριβή του (Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings , Aaron W. Wilson) .
Προς απλούστευση του προσομοιώματος επιλέχθηκε η χρήση των μονών συνδέσεων.

Ο φορέας τελικά διαμορφώνεται ως εξής:



Εικόνα 6.21 Τελική προσομοίωση του απλού διαφράγματος

- Συνοριακές συνθήκες και φορτία: Οι συνοριακές συνθήκες επιλέχθηκαν, με τέτοιο τρόπο, ώστε να προσομοιωθούν πλήρως τις συνθήκες του πειράματος . Αναφορικά με τα φορτία, το μοντέλο υποβλήθηκε σε μονοτονική φόρτιση όπως παρουσιάζεται παραπάνω.

6.2.1. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements)

6.2.1.1. ΔΡΑΣΗ ΒΛΗΤΡΟΥ (BINTZHLAIΟΥ, ΤΑΣΙΟΣ)

Αρχικά επιλέχθηκε μία εξομοίωση της συμπεριφοράς των ήλων εντός των ξύλινων μελών με αυτή των βλήτρων εντός του οπλισμένου σκυροδέματος όπως διατυπώνεται στη βιβλιογραφία (Βιντζηλαίου , Τάσιος 1986)

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των συνδέσεων , χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις όπως έχουν αναφερθεί στην παράγραφο 4.1.4.3. όπου :

- $f_c = 33 \text{ N/mm}^2$
- $f_{sy} = 220 \text{ N/mm}^2$
- $d = 2,80 \text{ mm}$
- $e = 90 \text{ mm}$

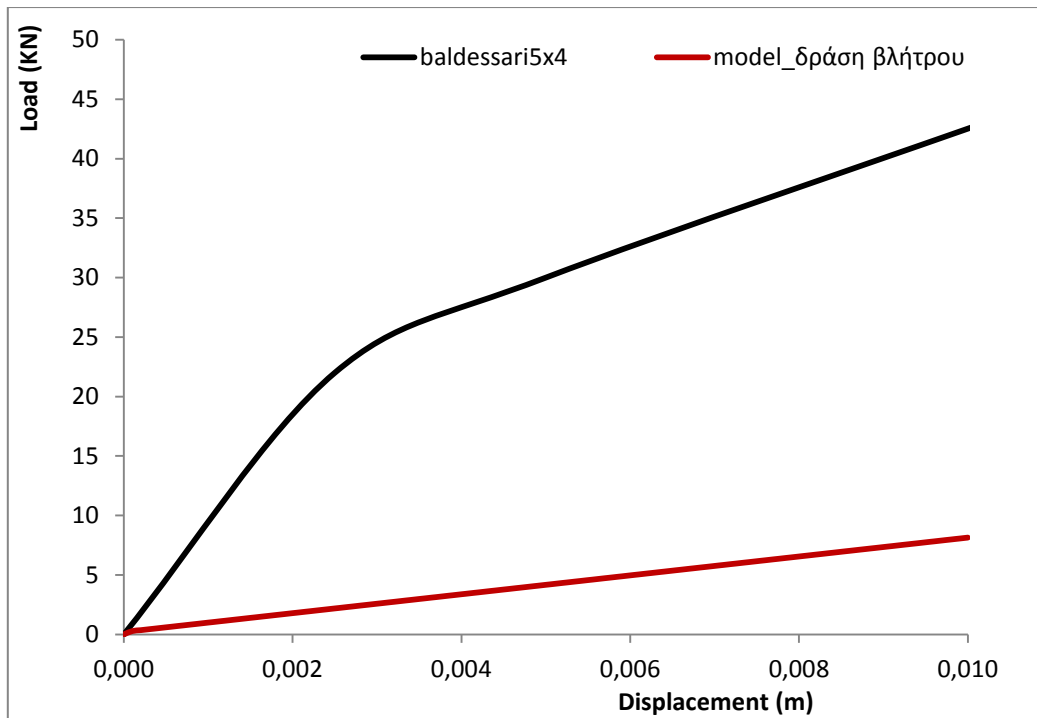
Τελικά προέκυψαν οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 21

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις δράσης βλήτρου

Displacement (m)	Load (kN)
-0,00014	-0,00900
-0,00002	-0,00630
-0,00002	-0,00450
0,00000	0,00000
0,00002	0,00450
0,00002	0,00630
0,00014	0,00900

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη.



Εικόνα 6.22 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

6.2.1.2. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΑΠΟ UNIPD & BOZZA

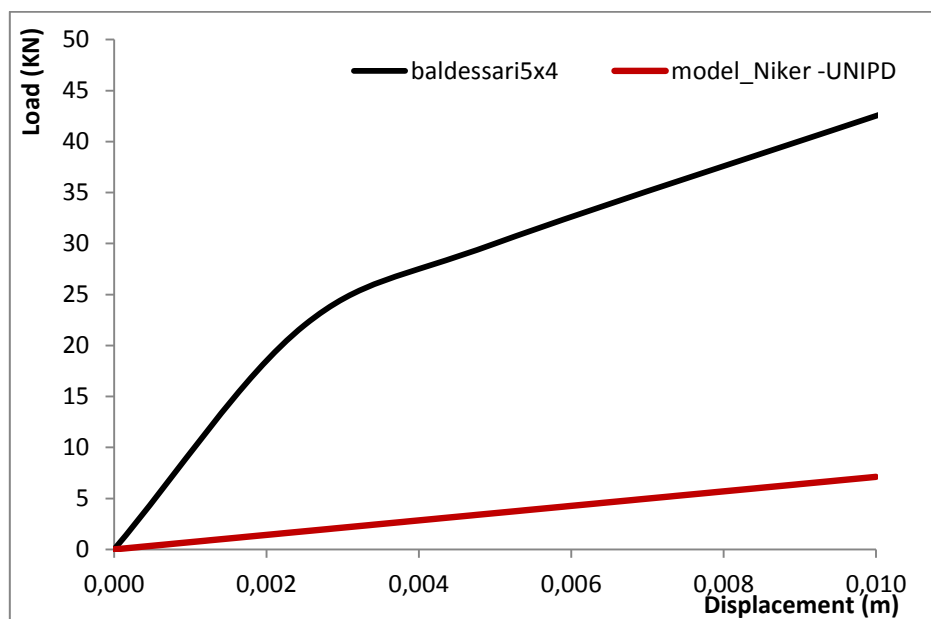
Χρησιμοποιήσαμε στη συνέχεια την καμπύλη φορτίου παραμόρφωσης όπως παρουσιάστηκε στα πλαίσια του προγράμματος NIKER από τα UNIPD και BOZZA αφού προσαρμόσαμε τα μεγέθη για την διάμετρο του υπό μελέτη φορέα

Πίνακας 22

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις Niker-UNIPD

Displacement (m)	Load (kN)
-0,1018	-0,1037
-0,0255	-0,2799
-0,0102	-0,2073
0,0000	0,0000
0,0102	0,2073
0,0255	0,2799
0,1018	0,1037

Το διάγραμμα φορτίου μετατόπισης που προέκυψε από την παραπάνω εξομοίωση παρουσιάζεται παρακάτω.



Εικόνα 6.23 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

6.2.1.3. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ Α. WILSON

Στην διδακτορική διατριβή *Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings*, Aaron W. Wilson παρουσιάζονται καμπύλες φορτίου παραμόρφωσης οι οποίες προέκυψαν μετά από πειράματα για τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις συνδέσεων και παρουσιάζονται διεξοδικά στην παράγραφο 4.1.4.1. :

- Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
- Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.
- Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας στο Parnell, Auckland, που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
- Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας 'T Adair Building' στο Gisborne, που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.

• ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΗΠΑ

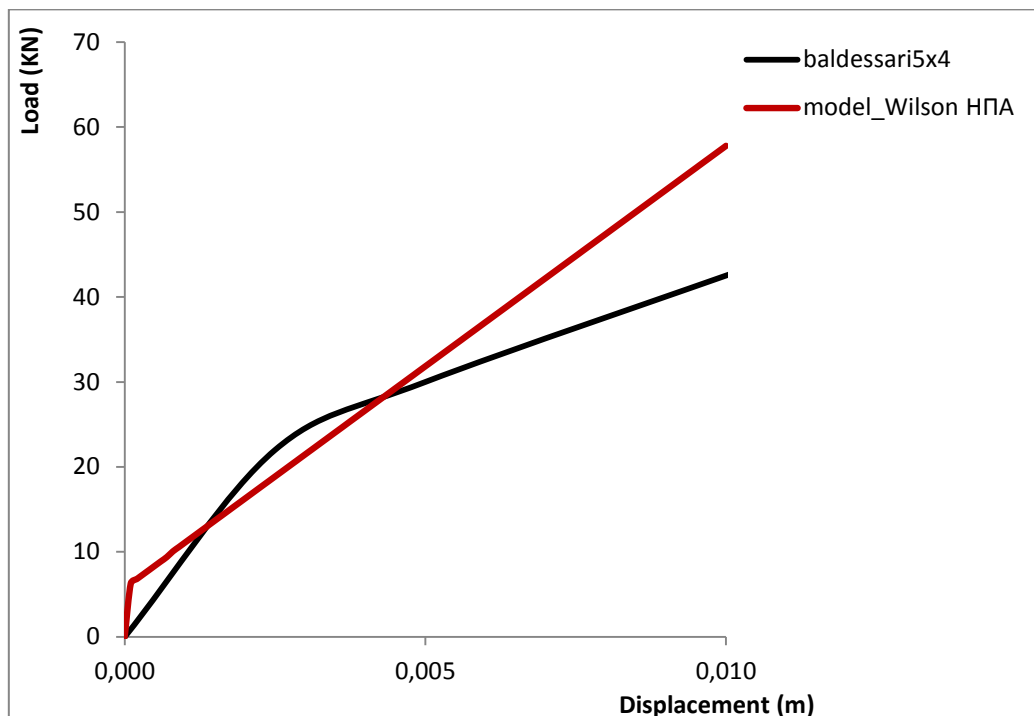
Οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 23

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0053	-0,9640
-0,0001	-0,1659
0,0000	0,0000
0,0001	0,1817
0,0062	1,0904

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 6.24 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΝΕΑ ΖΗΛΑΝΔΙΑ

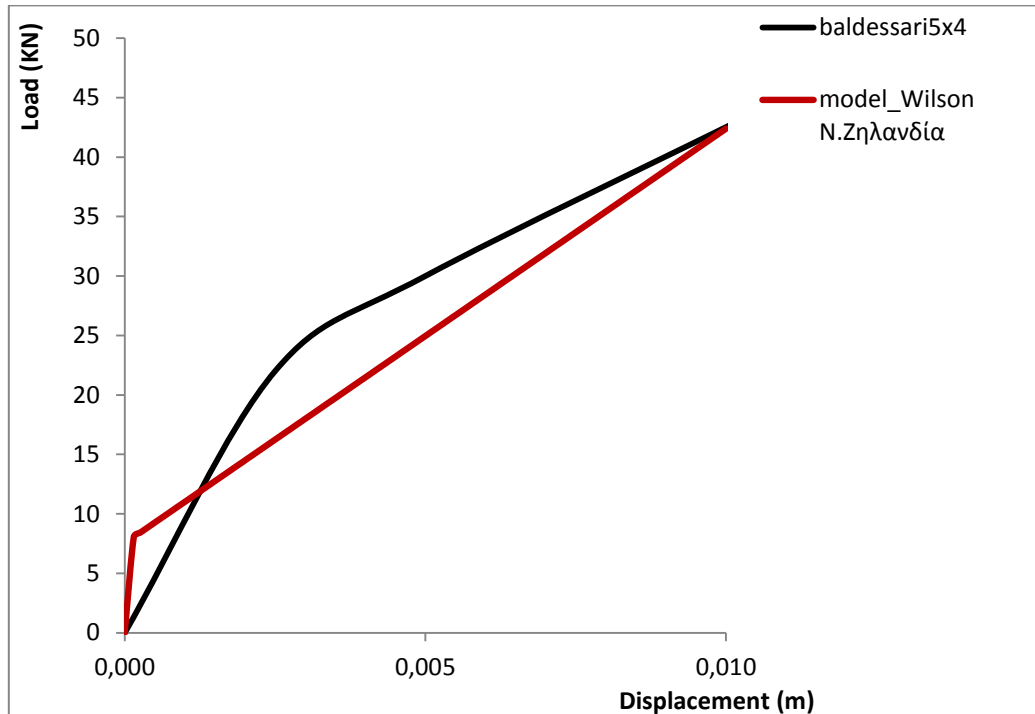
Οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 24

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, Ν. Ζηλανδία

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0105	-1,0114
-0,0001	-0,1738
0,0000	0,0000
0,0001	0,2212
0,0105	1,2800

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 6.25 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – PARNELL

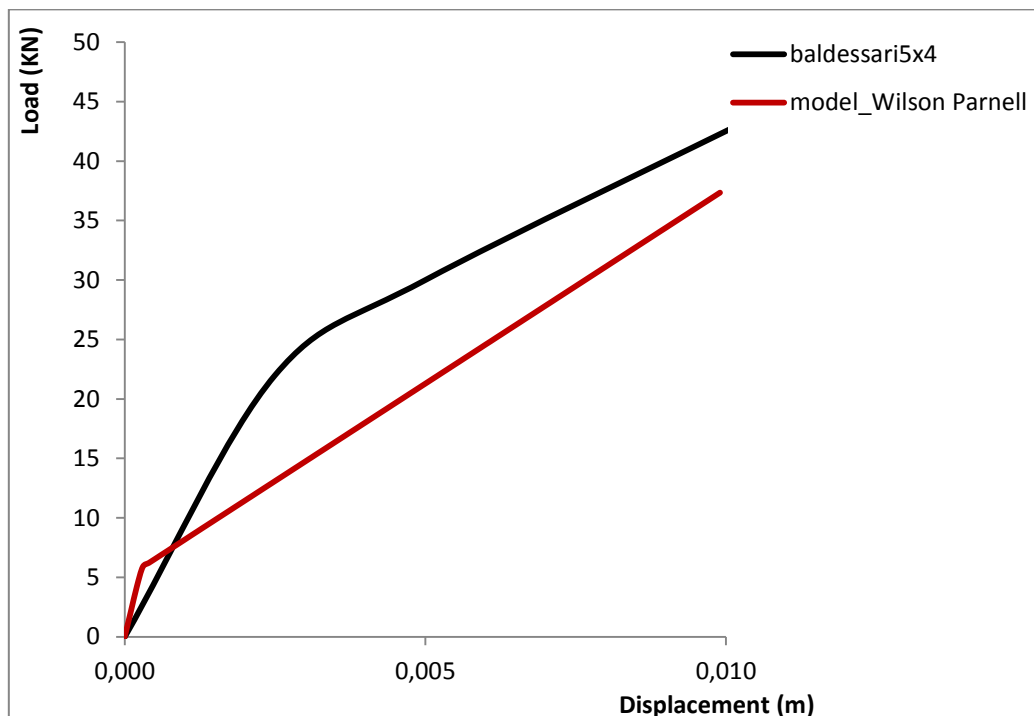
Οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 25

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις , Parnell

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0071	-0,7469
-0,0002	-0,1296
0,0000	0,0000
0,0003	0,1601
0,0089	0,9375

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 6.26 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – T. ADAIR

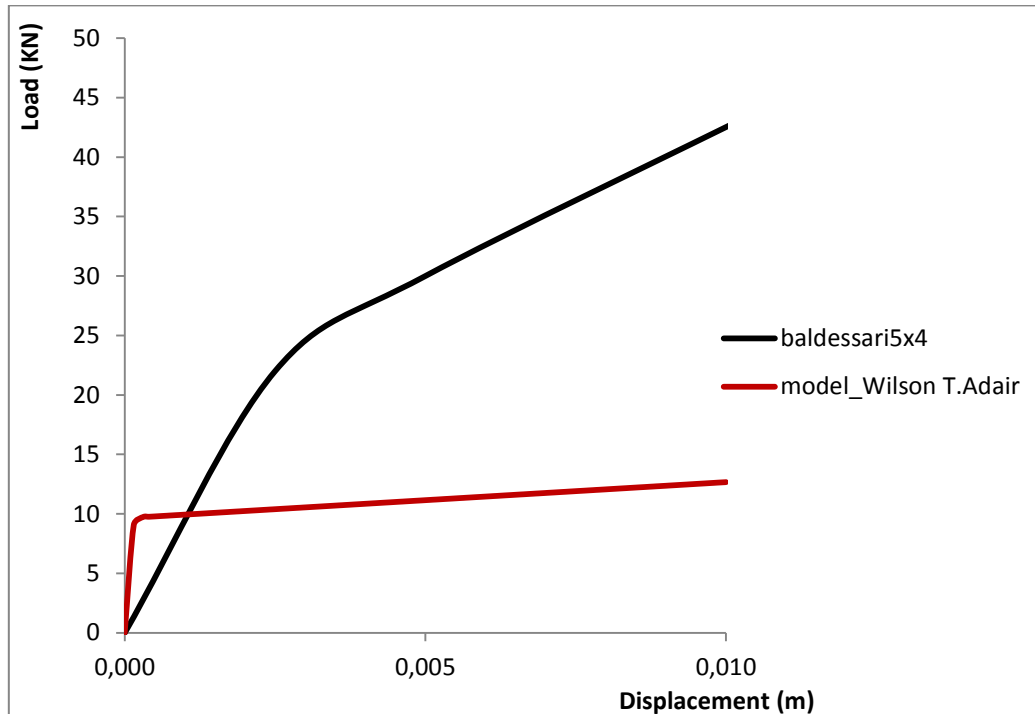
Οι μετακινήσεις συναρτήσεϊ του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 26

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις , T. Adair

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0622	-0,8533
-0,0005	-0,1422
0,0000	0,0000
0,0002	0,2765
0,0622	0,8138

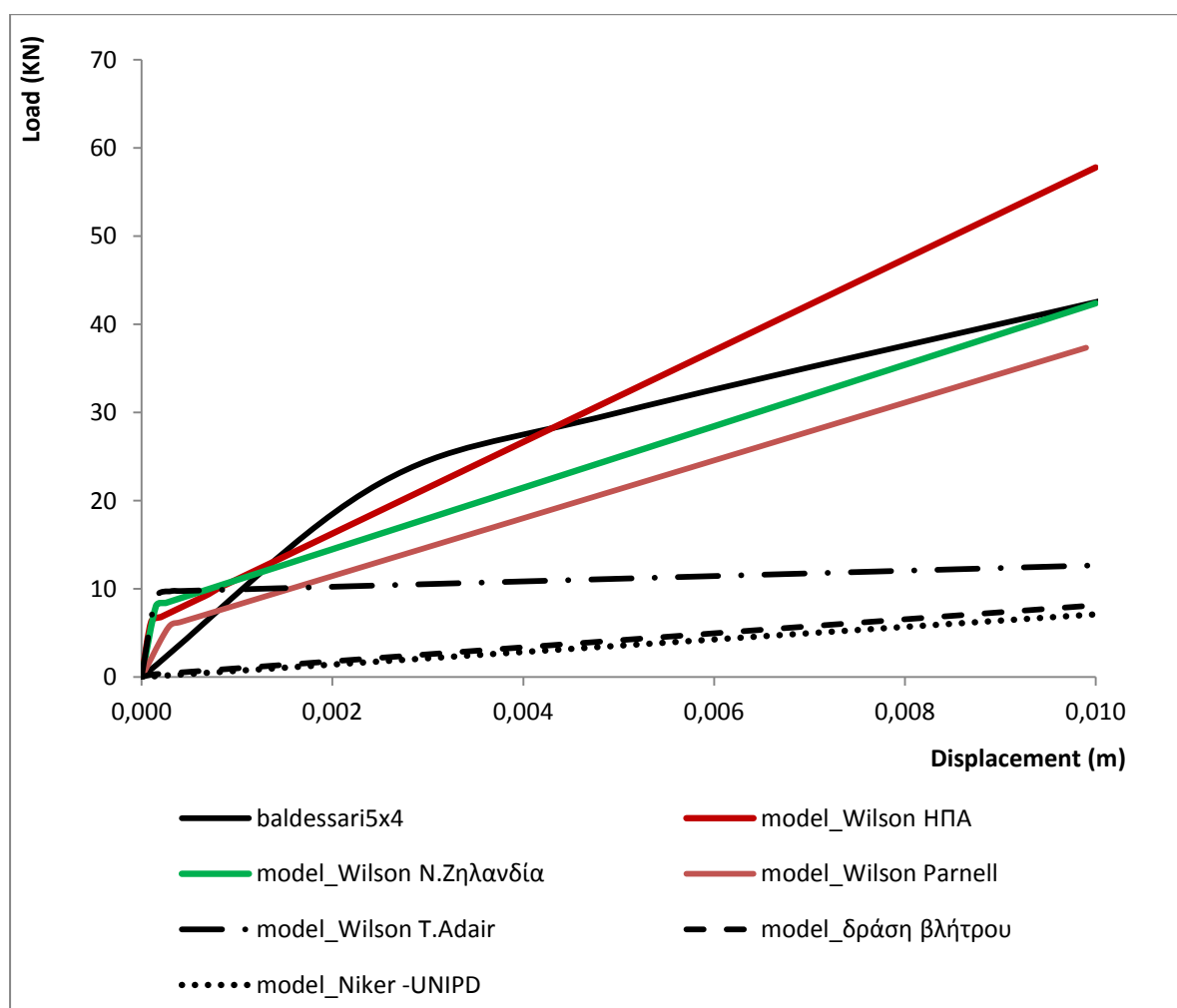
Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 6.27 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

6.2.1.4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ & ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρακάτω διάγραμμα εμφανίζονται όλες οι καμπύλες φορτίου μετατόπισης των φορέων όπως προέκυψαν για τις διαφορετικές συνδέσεις . Επίσης εμφανίζεται και η καμπύλη όπως προκύπτει από τα πειράματα των Valluzzi et al. για το μη ενισχυμένο ξύλινο πάτωμα.



Εικόνα 6.28 Συγκριτικό διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης για όλα τα προσομοιώματα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικά μεγέθη όπως προέκυψαν από τις προσομοιώσεις. Ως F_u ορίζεται το παραλαμβανόμενο φορτίο για την μέγιστη μετατόπιση d_{Fu} , ενώ ως $F_{1/3}$ ορίζεται το 1/3 του F_u και ως $d_{F1/3}$ η αντίστοιχη μετατόπιση, με $K_{1/3}$ την δυσκαμψία που προκύπτει σε αυτό το σημείο.

Πίνακας 27

Αποτελέσματα Προσομοιώσεων

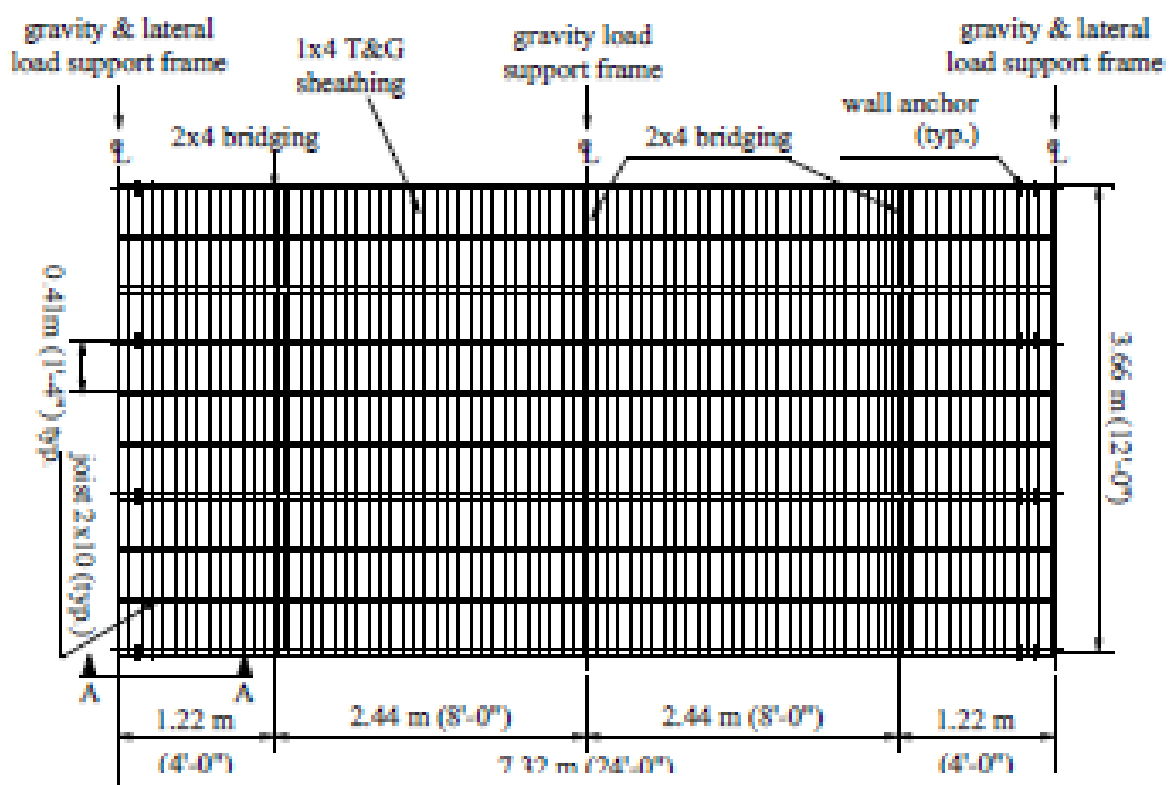
BALDESSARI simple floor 5.00 m x 4.00 m					
	F_u (kN)	d_{Fu} (m)	$F_{1/3}$ (kN)	$d_{F1/3}$ (m)	$K_{1/3}$ (kN/mm)
Wilson_ΗΠΑ	57,79	0,01	19,26	0,0026	7,41
Wilson_Ν.Ζηλανδία	42,39	0,01	14,13	0,001863	7,58
Wilson_Parnell	37,68	0,01	12,56	0,0025	5,02
Wilson_T.Adair	12,67	0,01	4,22	0,00015	28,16
Niker_UNIPD	7,10	0,01	2,37	0,0029	0,82
Δράση Βλήτρου	8,14	0,01	2,71	0,0031	0,88
Αρχικός Φορέας	45,00	0,011	15,00	0,002	7,50

Από τα παραπάνω διαπιστώνουμε, πως η προσομοίωση με τη χρήση των σχέσεων για τις νέες συνδέσεις του Wilson (ΗΠΑ & Ν. Ζηλανδία) ορίζουν ακριβέστερα τη συμπεριφορά του διαφράγματος με παρόμοια τιμή δυσκαμψίας $K_{1/3}$. Επίσης πρέπει να παρατηρήσουμε πως οι παλαιές συνδέσεις αποτυγχάνουν στην προσομοίωση της συμπεριφοράς του διαφράγματος, ενώ το ίδιο συμβαίνει και για την χρήση των σχέσεων δράσης βλήτρου. Αξίζει να σημειωθεί πως παρ'ότι τα αποτελέσματα των αποκρίσεων για το παρών διάφραγμα το οποίο έχει ρεαλιστικές διαστάσεις είναι παρόμοια ποιοτικά με αυτά του μικρού διαφράγματος (Baldessari 1m x 2m), οι προσομοιώσεις που δίνουν παρόμοια αποτελέσματα δυσκαμψίας για το διάφραγμα (Wilson ΗΠΑ & Ν.Ζηλανδία), επιτυγχάνουν να εκτιμήσουν τη μέγιστη δύναμη που παραλαμβάνει ο φορέας με σχετική ακρίβεια, σε αντίθεση με το διάφραγμα μικρότερων διαστάσεων.

7. ΑΠΛΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Peralta et al.

Όλα τα δείγματα του δαπέδου που κατασκευάστηκαν κατά τη διάρκεια της πειραματικής αυτής της εκστρατείας έχουν τυποποιημένες διαστάσεις 7,32 x 3,66 m, και είναι κατασκευασμένα από ξύλινα στοιχεία "Southern Pine".

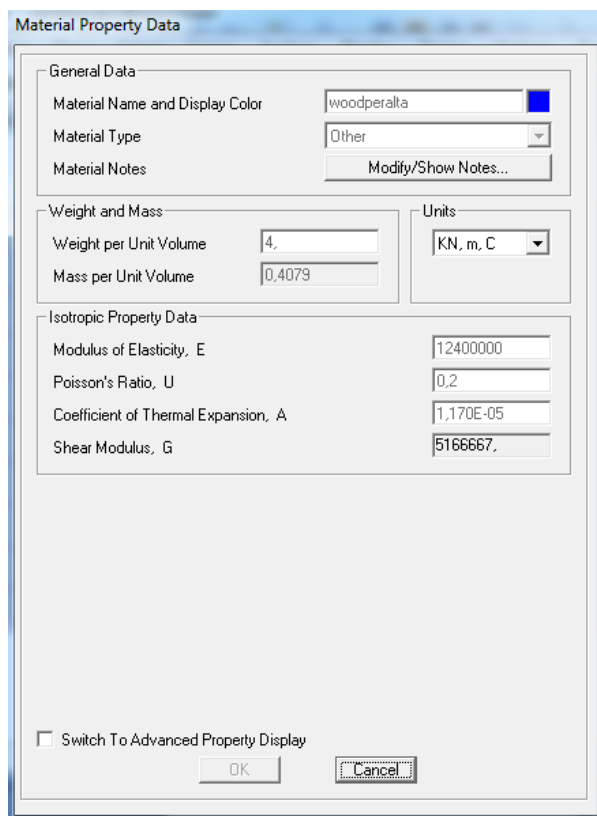
Το βασικό δείγμα ονομάζεται MAE-1 είναι ένα παράδειγμα της τυπικής κατασκευής ξύλινου πατώματος, με κύριες δοκούς διατομής 38x235 mm, πάνω από τις οποίες τοποθετούνται ξύλινες σανίδες κάθετα στις δοκούς. Οι σανίδες αποτελούνται από θηλυκό και αρσενικό (ραμποτέ) με διατομή 19x89 mm.



Εικόνα 7.1 Κάτοψη απλούδιαφράγματος MAE-1

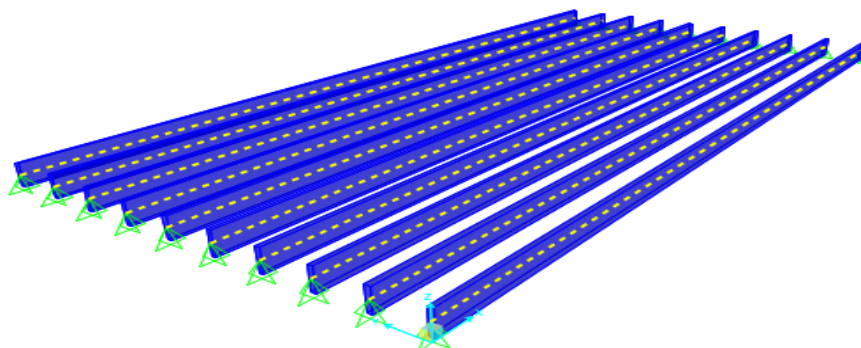
Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v15.1.0. Τα στοιχεία του δαπέδου μοντελοποιήθηκαν ως εξής:

- Υλικό : Ορίστηκε νέο υλικό «ξύλο» το οποίο θεωρήθηκε ως ορθοτροπικό υλικό με μέτρο ελαστικότητας $E=12,40 \text{ GPa}$



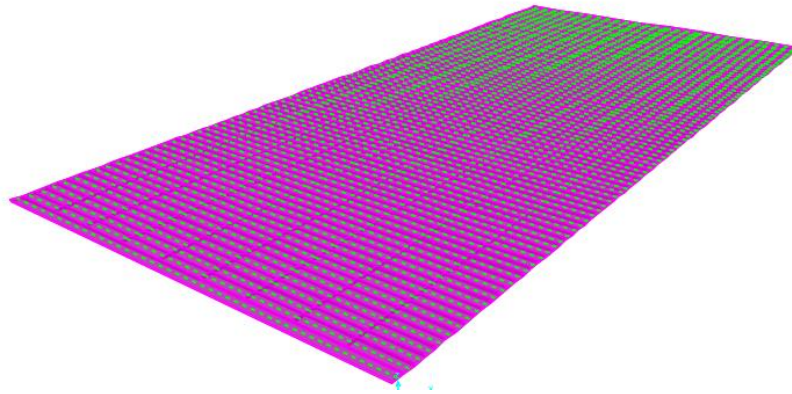
Εικόνα 7.2 Εισαγωγή ιδιοτήτων ξύλου στο SAP2000

- Ξύλινες δοκοί: σύμφωνα με τα πειράματα επιλέχθηκαν δοκοί διαστάσεων (3,8 cm x 23,5 cm), οι οποίες προσομοιώθηκαν με frame elements



Εικόνα 7.3 Προσομοίωση ξύλινων δοκών στο SAP2000

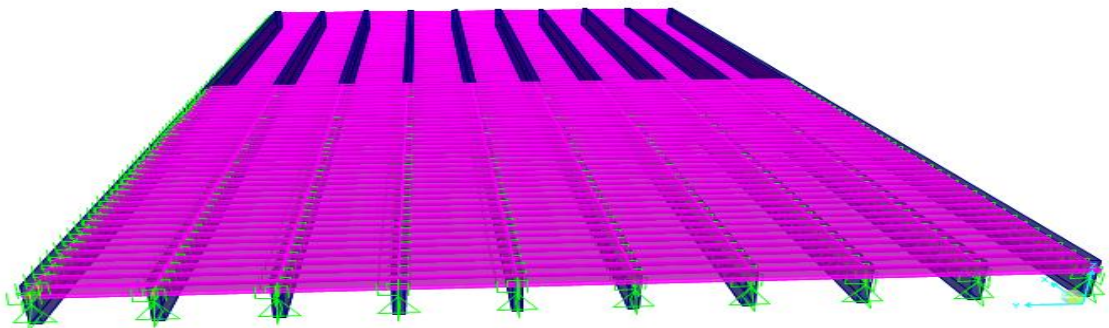
- Ξύλινο πάτωμα: Κάθε σανίδα προσομοιώθηκε ως ξεχωριστό frame element



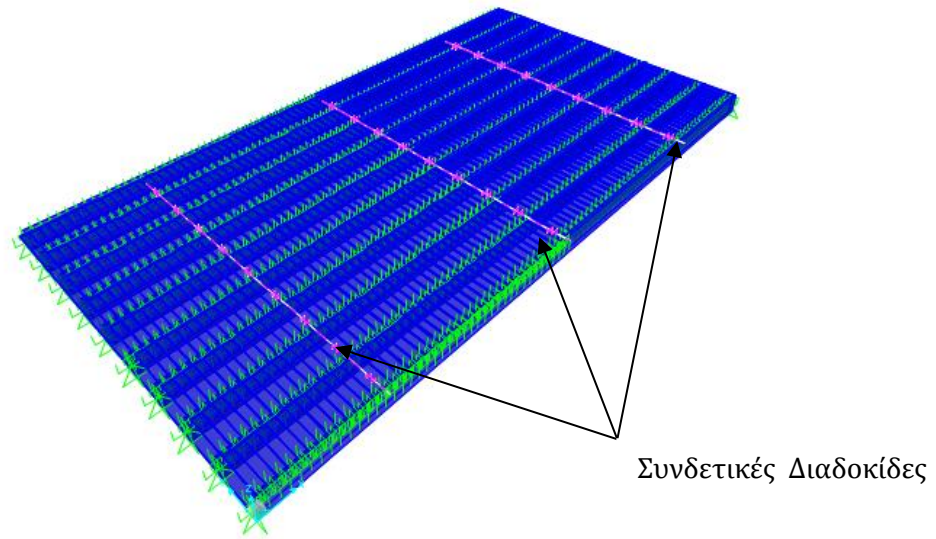
Εικόνα 7.4 Προσομοίωση ξύλινου καταστρώματος από σανίδες στο SAP2000

- Συνδέσεις : Ειδική προσομοίωση έγινε για κάθε καρφί καθώς χρησιμοποιήθηκαν special link support elements, όπως αναφέρεται στην διδακτορική διατριβή του (Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings , Aaron W. Wilson) .
Προς απλούστευση του προσομοιώματος επιλέχθηκε η χρήση των μονών συνδέσεων.
- Συνδετικές Διαδοκίδες: Για την προσομοίωση των διαδοκίδων χρησιμοποιήθηκαν άκαμπτα στοιχεία συνδέσεως (rigid link elements) καθώς παρέχουν συνδεσιμότητα μεταξύ των δοκών προκειμένου να επιτευχθεί η μεταφορά των δυνάμεων , χωρίς να αυξάνουν την πλευρική δυσκαμψία του διαφράγματος.

Ο φορέας διαμορφώθηκε ως εξής.

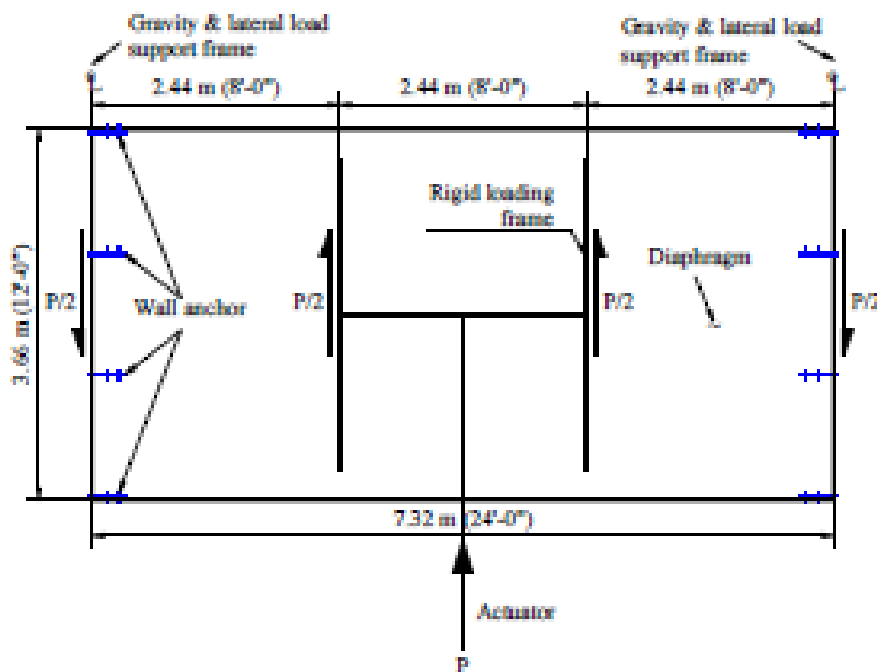


Εικόνα 7.5 Τελικό προσομοίωμα απλού διαφράγματος



Εικόνα 7.6 Προσομοίωμα του φορέα με εμφανείς τις συνδετικές διαδοκίδες

- Συνοριακές συνθήκες και φορτία: Οι συνοριακές συνθήκες επιλέχθηκαν, με τέτοιο τρόπο, ώστε να προσομοιωθούν πλήρως οι συνθήκες του πειράματος



Εικόνα 7.7 Σχηματική απεικόνιση της φόρτισης

Αναφορικά με τα φορτία, το μοντέλο υποβλήθηκε σε μονοτονική φόρτιση όπως παρουσιάζεται παραπάνω.

7.1. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements)

7.1.1. ΔΡΑΣΗ ΒΛΗΤΡΟΥ (BINTZHLAIΟΥ , ΤΑΣΙΟΣ)

Αρχικά επιλέχθηκε μία εξομοίωση της συμπεριφοράς των ήλων εντός των ξύλινων μελών με αυτή των βλήτρων εντός του οπλισμένου σκυροδέματος όπως διατυπώνεται στη βιβλιογραφία (Bιντζηλαίου , Τάσιος 1986)

Όπως είχε επισημανθεί στην παράγραφο 4.1.4.3. , πολλά από τα στοιχεία της διαθέσιμης βιβλιογραφίας ήταν ελλιπή με αποτέλεσμα να προκύπτουν αρκετές αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των τεχνικών χαρακτηριστικών των διαφραγμάτων και συνεπώς στην ακριβή προσομοίωση τους. Στην παρούσα παράγραφο θα εξετάσουμε την συμβολή της θλιπτικής αντοχής του ξύλου και της τάσης διαρροής του χάλυβα των συνδέσεων, στην διαμόρφωση της συμπεριφοράς αυτών, και κατά συνέπεια στην απόκριση του διαφράγματος. Παρακάτω θα εξεταστούν διάφορες χαρακτηριστικές τιμές και των δύο μεγεθών προκειμένου να εκτιμηθεί η επιρροή τους στην τελικά απόκριση του φορέα και συνεπώς η αναγκαιότητα τις προσδιορίζουμε επακριβώς.

7.1.1.1. ΕΠΙΡΡΑΣΗ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΥ ΞΥΛΟΥ

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των συνδέσεων , χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις όπως έχουν αναφερθεί στην παράγραφο 4.1.4.3. Θεωρήθηκαν διαφορετικές τιμές για τη θλιπτική αντοχή του ξύλου: $f_{c1}= 33 \text{ N/mm}^2$, $f_{c2}= 25 \text{ N/mm}^2$, $f_{c3}= 44 \text{ N/mm}^2$:

- $f_{sy} = 220 \text{ N/mm}^2$
- $d = 4,125 \text{ mm}$
- $e = 19 \text{ mm}$

Τελικά για κάθε θλιπτική αντοχή προέκυψαν οι μετακινήσεις συναρτήσεως του φορτίου για τις συνδέσεις όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 28

Σύγκριση Συναρτήσεων φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις με διαφορετικά f_c

$f_{c1} = 33 \text{ N/mm}_2$		$f_{c2} = 25 \text{ N/mm}_2$		$f_{c3} = 44 \text{ N/mm}_2$	
dis(mm)	Load(kN)	dis(mm)	Load(kN)	dis(mm)	Load(kN)
-0,20625	-0,14	-0,20625	-0,137	-0,20625	-0,138
-0,03506	-0,098	-0,03506	-0,0959	-0,03506	-0,0966
-0,02475	-0,07	-0,02475	-0,0685	-0,02475	-0,069
0	0	0	0	0	0
0,02475	0,07	0,02475	0,0685	0,02475	0,069
0,035063	0,098	0,035063	0,0959	0,035063	0,0966
0,20625	0,14	0,20625	0,137	0,20625	0,138

Παρατηρώντας τον παραπάνω πίνακα διαπιστώνουμε πως η θλιπτική αντοχή του ξύλου δεν επηρεάζει παρά αμελητέα τις σχέσεις δράσης βλήτρου.

7.1.1.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΤΑΣΗΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Δεδομένου πως σύμφωνα με την παραπάνω παράγραφο η θλιπτική αντοχή του ξύλου δεν είναι κρίσιμη στον καθορισμό της συμπεριφοράς των συνδέσεων, για να εκτιμήσουμε την επίδραση της τάσης διαρροής του χάλυβα θεωρήθηκαν διαφορετικές τιμές για αυτή: $f_{sy1} = 220 \text{ N/mm}^2$, $f_{sy2} = 400 \text{ N/mm}^2$, $f_{sy3} = 500 \text{ N/mm}^2$:

- $f_c = 33 \text{ N/mm}^2$
- $d = 4,125 \text{ mm}$
- $e = 19 \text{ mm}$

Τελικά για κάθε τάση διαρροής προέκυψαν οι μετακινήσεις συναρτήσεως του φορτίου για τις συνδέσεις όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (29).

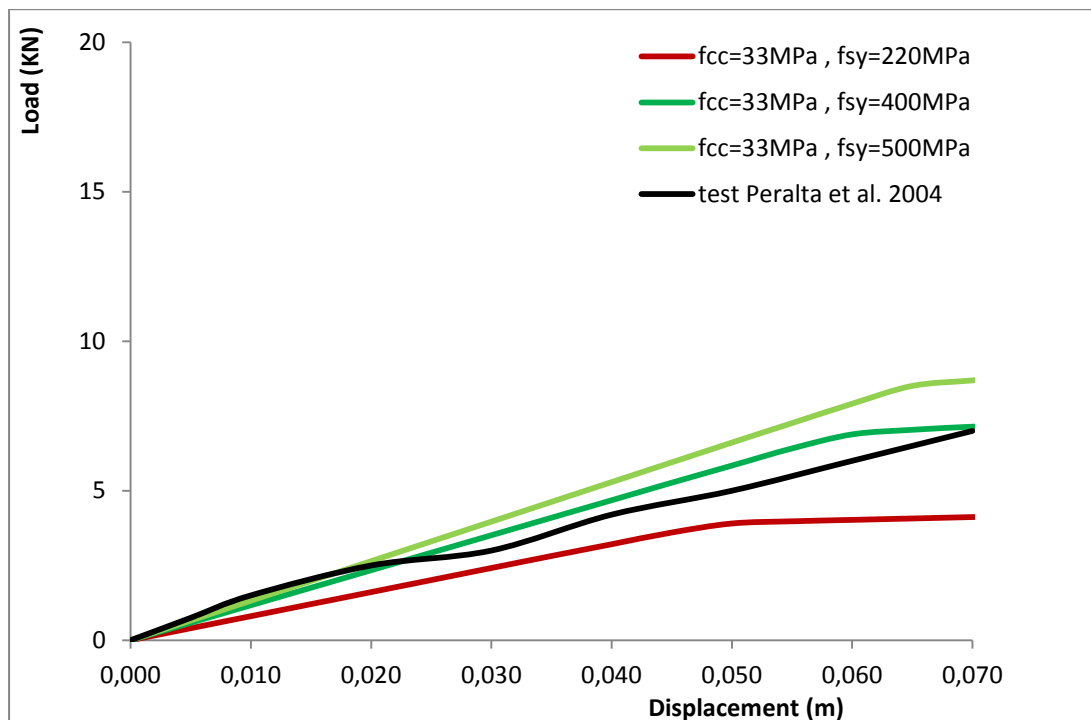
Πίνακας 29

Σύγκριση Συναρτήσεων φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις με διαφορετικά f_{sy}

$f_{sy1} = 220 \text{ N/mm}_2$		$f_{sy2} = 400 \text{ N/mm}_2$		$f_{sy3} = 500 \text{ N/mm}_2$	
dis(mm)	Load(kN)	dis(mm)	Load(kN)	dis(mm)	Load(kN)
-0,20625	-0,14	-0,20625	-0,249	-0,20625	-0,31
-0,03506	-0,098	-0,03506	-0,1743	-0,03506	-0,217
-0,02475	-0,07	-0,02475	-0,1245	-0,02475	-0,155
0	0	0	0	0	0
0,02475	0,07	0,02475	0,1245	0,02475	0,155
0,035063	0,098	0,035063	0,1743	0,035063	0,217
0,20625	0,14	0,20625	0,249	0,20625	0,31

Παρατηρώντας τον παραπάνω πίνακα διαπιστώνουμε πως αντίθετα με τη θλιπτική αντοχή του ξύλου, η τάση διαρροής επηρεάζει δραματικά τις σχέσεις δράσης βλήτρου.

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη.



Εικόνα 7.8 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για διαφράγματα με διαφορετικά f_{sy}

7.1.2. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΑΠΟ UNIPD & BOZZA

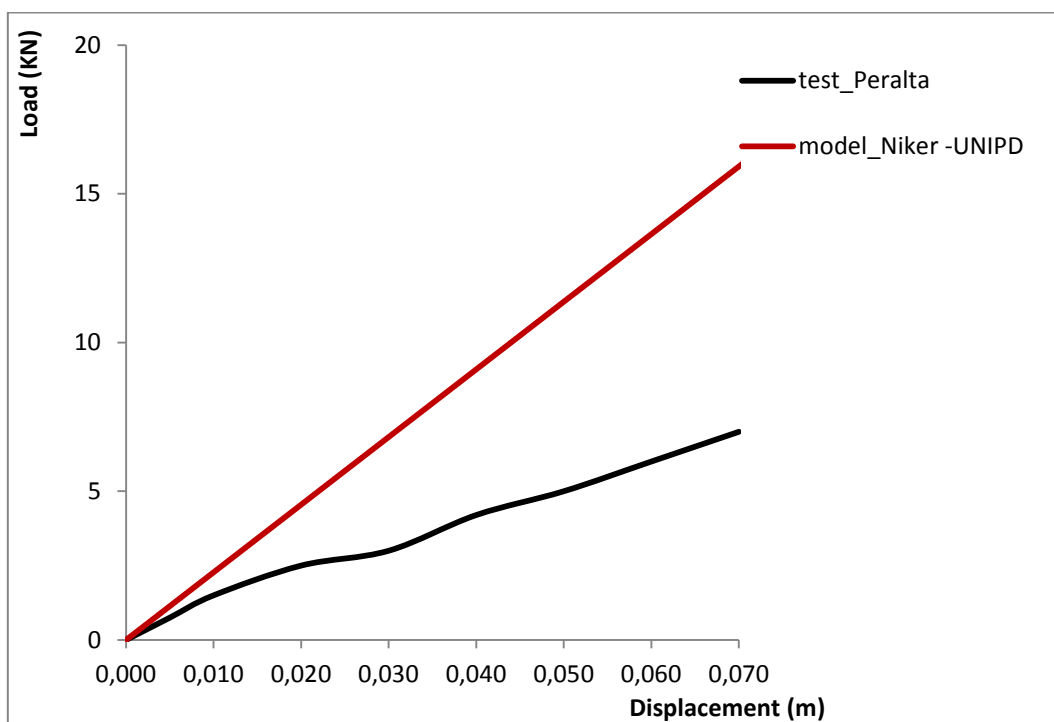
Χρησιμοποιήσαμε στη συνέχεια την καμπύλη φορτίου παραμόρφωσης όπως παρουσιάστηκε στα πλαίσια του προγράμματος NIKER από τα UNIPD και BOZZA αφού προσαρμόσαμε τα μεγέθη για την διάμετρο του υπό μελέτη φορέα

Πίνακας 30

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις Niker-UNIPD

Displacement (m)	Load (kN)
-0,1500	-0,2250
-0,0375	-0,6075
-0,0150	-0,4500
0,0000	0,0000
0,0150	0,4500
0,0375	0,6075
0,1500	0,2250

Το διάγραμμα φορτίου μετατόπισης που προέκυψε από την παραπάνω εξομοίωση παρουσιάζεται παρακάτω.



Εικόνα 7.9 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

7.1.3. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ Α. WILSON

Στην διδακτορική διατριβή *Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings*, Aaron W. Wilson παρουσιάζονται καμπύλες φορτίου παραμόρφωσης οι οποίες προέκυψαν μετά από πειράματα για τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις συνδέσεων και παρουσιάζονται διεξοδικά στην παράγραφο 4.1.4.1. :

- Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
 - Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.
 - Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας στο Parnell, Auckland, που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
 - Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας ‘T Adair Building’ στο Gisborne, που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.
-
- ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΗΠΑ

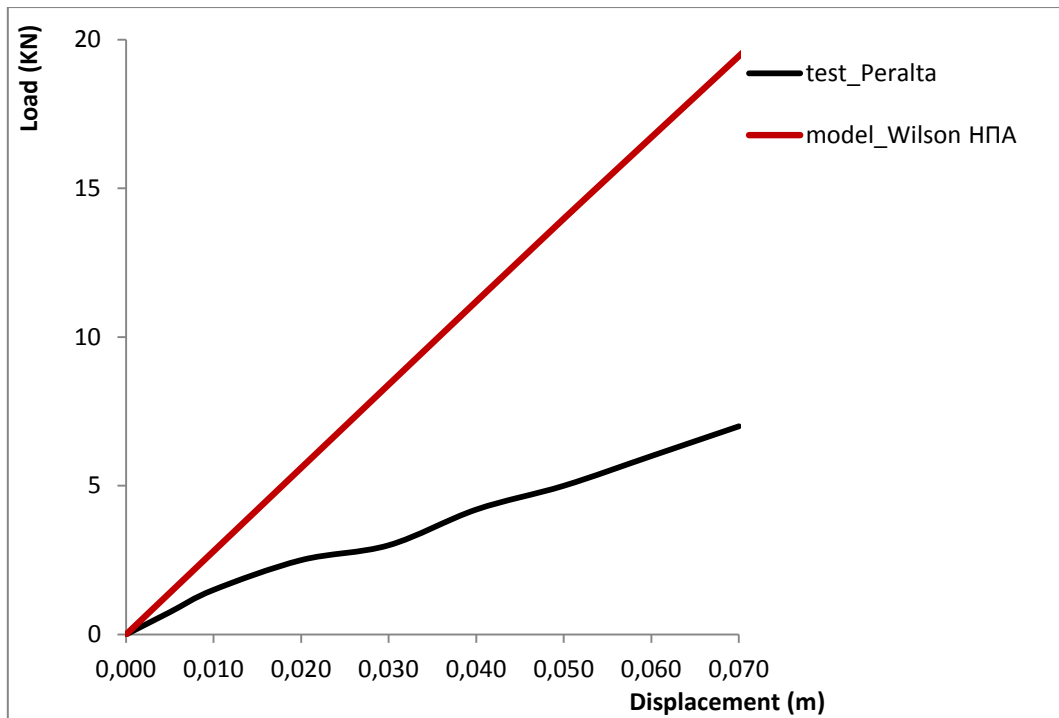
Οι μετακινήσεις συναρτήσεως του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 31

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0079	-2,0921
-0,0002	-0,3601
0,0000	0,0000
0,0001	0,3944
0,0092	2,3665

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 7.10 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΝΕΑ ΖΗΛΑΝΔΙΑ

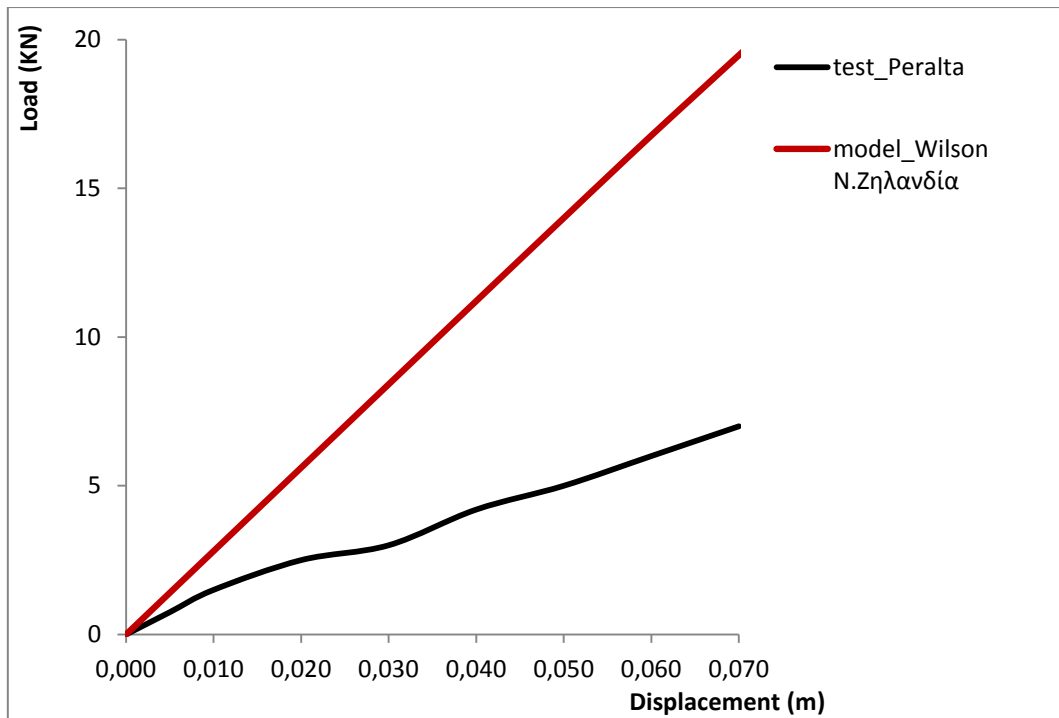
Οι μετακινήσεις συναρτήσεϊ του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 32

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, Ν. Ζηλανδία

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0157	-2,1950
-0,0002	-0,3773
0,0000	0,0000
0,0001	0,4802
0,0157	2,7781

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 7.11 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – PARNELL

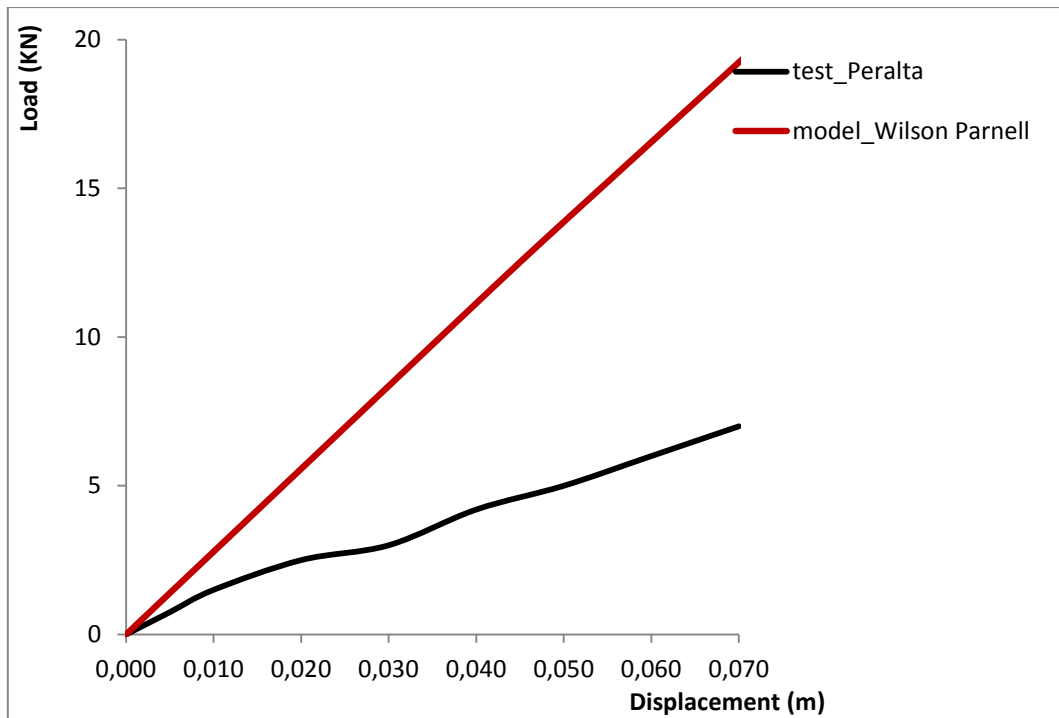
Οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 33

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις , Parnell

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0105	-1,6806
-0,0004	-0,2915
0,0000	0,0000
0,0004	0,3601
0,0131	2,1093

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 7.12 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – T. ADAIR

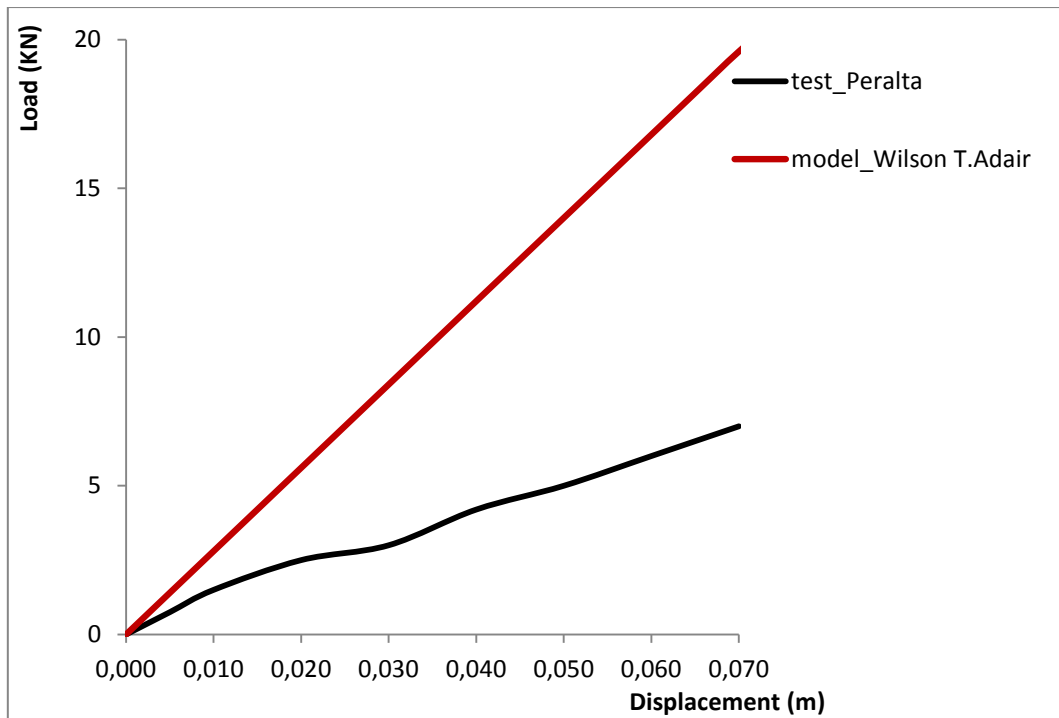
Οι μετακινήσεις συναρτήσεως του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 34

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις, T. Adair

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0917	-1,8520
-0,0007	-0,3087
0,0000	0,0000
0,0002	0,6002
0,0917	1,7663

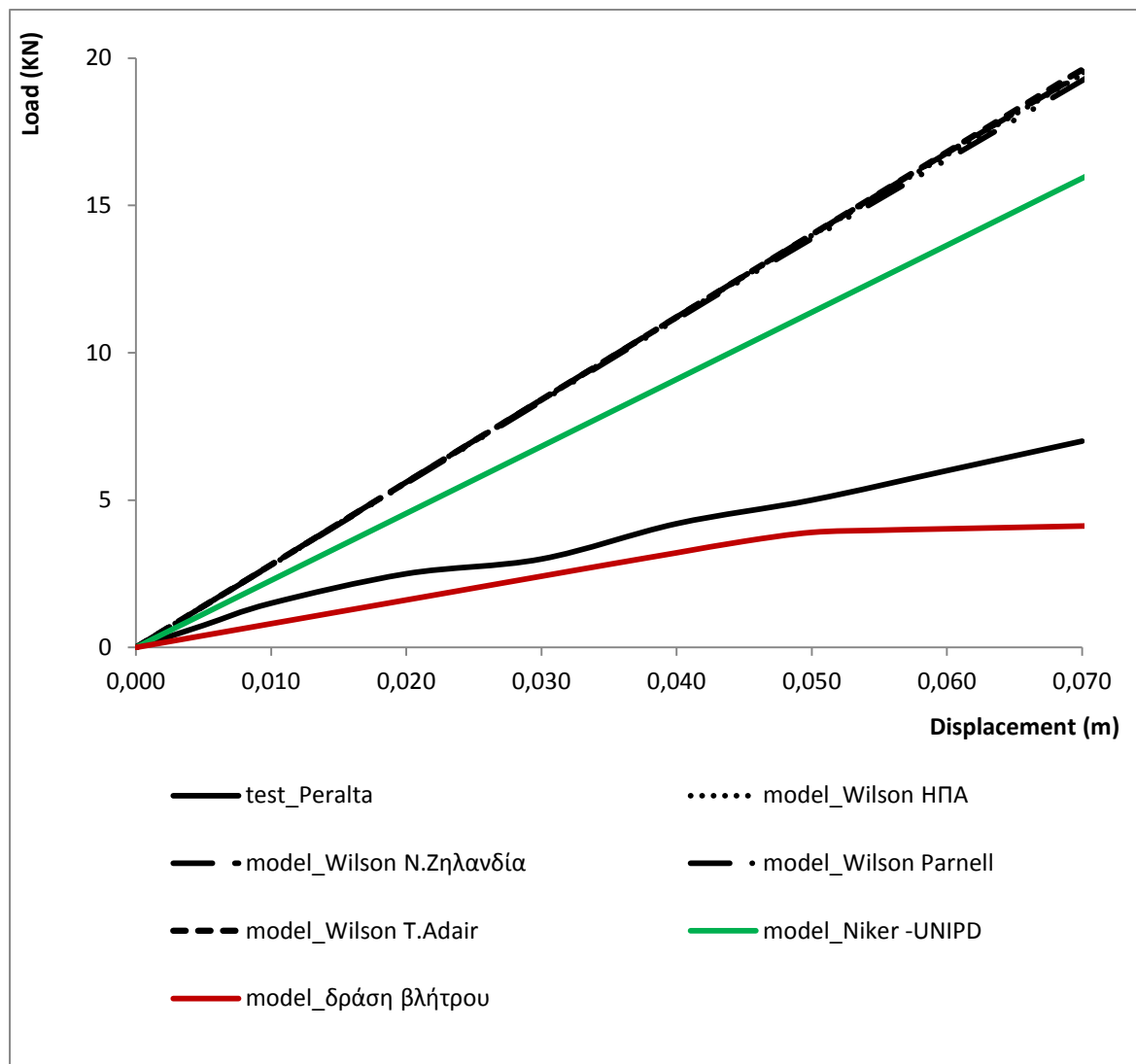
Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 7.13 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου - μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

7.1.4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ & ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρακάτω διάγραμμα εμφανίζονται όλες οι καμπύλες φορτίου μετατόπισης των φορέων όπως προέκυψαν για τις διαφορετικές συνδέσεις . Επίσης εμφανίζεται και η καμπύλη όπως προκύπτει από τα πειράματα των Peralta et al. για το μη ενισχυμένο ξύλινο πάτωμα.



Εικόνα 7.14 Συγκριτικό διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης για όλα τα προσομοιώματα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικά μεγέθη όπως προέκυψαν από τις προσομοιώσεις. Ως F_u ορίζεται το παραλαμβανόμενο φορτίο για την μέγιστη μετατόπιση d_{Fu} , ενώ ως $F_{1/3}$ ορίζεται το 1/3 του F_u και ως $d_{F1/3}$ η αντίστοιχη μετατόπιση, με $K_{1/3}$ την δυσκαμψία που προκύπτει σε αυτό το σημείο.

Πίνακας 35

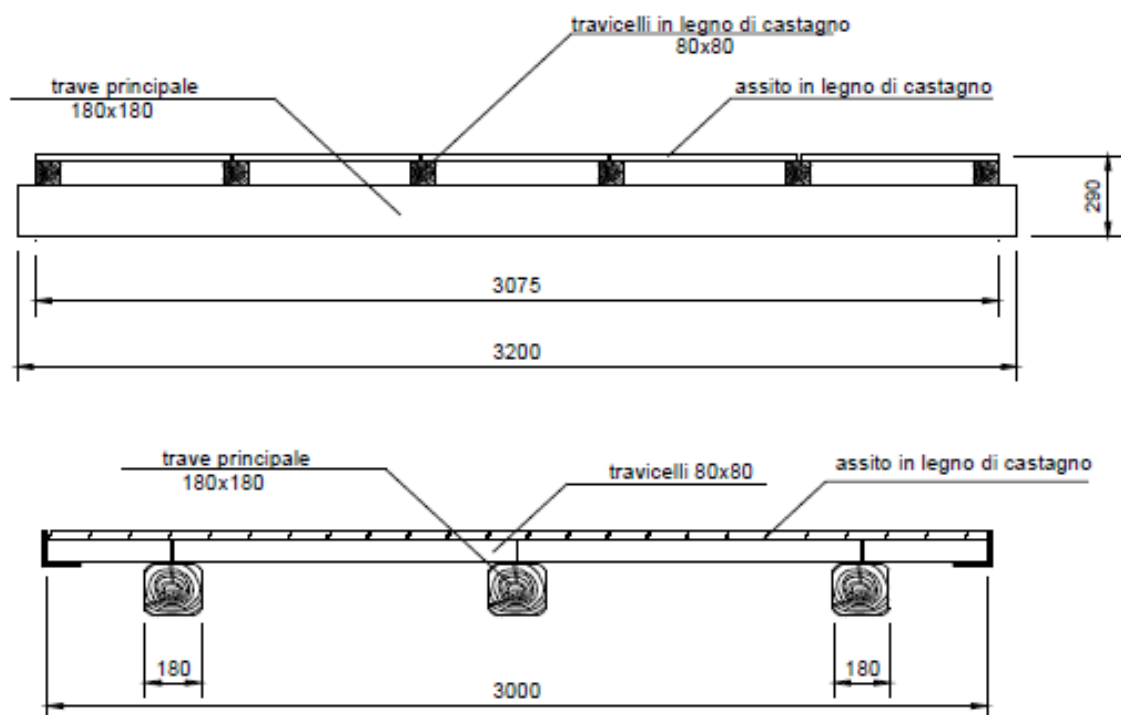
Αποτελέσματα Προσομοιώσεων

PERALTA & BRACCI simple floor					
	F_u (kN)	d_{Fu} (m)	$F_{1/3}$ (kN)	$d_{F1/3}$ (m)	$K_{1/3}$ (kN/mm)
Wilson_ΗΠΑ	19,45	0,07	6,48	0,023	0,282
Wilson_N.Ζηλανδία	19,48	0,07	6,49	0,023	0,282
Wilson_Parnell	19,24	0,07	6,41	0,022	0,292
Wilson_T.Adair	19,61	0,07	6,54	0,024	0,272
Niker_UNIPD	15,92	0,07	5,31	0,024	0,221
Δράση Βλήτρου	4,12	0,07	1,37	0,015	0,092
Αρχικός Φορέας	7,00	0,07	2,33	0,019	0,123

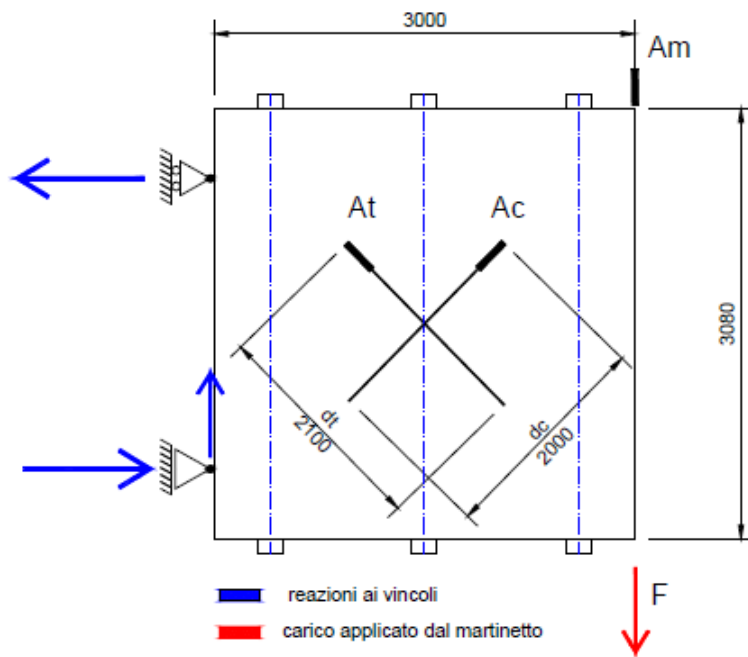
Από τα παραπάνω διαπιστώνουμε, πως η προσομοίωση με τη χρήση των σχέσεων της δράσης βλήτρου ορίζει ακριβέστερα τη συμπεριφορά του διαφράγματος με παρόμοια τιμή δυσκαμψίας $K_{1/3}$. Αντίθετα όλες οι άλλες συνδέσεις απομακρύνονται από την ρεαλιστική απόκριση του διαφράγματος. Αξίζει να σημειωθεί πως όλες οι υπόλοιπες συνδέσεις φαίνεται να συγκλίνουν μεταξύ τους, κάτι που δεν διαπιστώθηκε στα προηγούμενα διαφράγματα. Βασική αιτία για την παραπάνω απόκριση είναι η ορθογωνικότητα του φορέα που δεν είχε υπήρχε στα άλλα διαφράγματα αλλά και οι μεγάλες διαστάσεις του.

8. ΠΕΙΡΑΜΑΤΑ BORRI, CORRADI ET AL.

Τα δάπεδα που εξετάστηκαν είναι μίας κατεύθυνσης ,και αποτελούνται από μια κύρια δομή (δοκοί από ξύλο καστανιάς) και μία δευτερεύουσα δομή (σανίδες). Το πείραμα διεξήχθη σε δείγματα από δάπεδα 3m x 3m. Οι εργαστηριακές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα δαπέδων από ξύλο καστανιάς ,με πρωτογενή δομή που αποτελείται από τρεις δέσμες 3100 mm x 180 mm x 180 mm τοποθετημένων σε απόσταση 1100 mm. Ξύλινα δοκάρια διαστάσεων 1100 mm x 80 mm x 80 mm τοποθετήθηκαν πάνω από τις δοκούς. Το σανίδωμα αποτελούνταν από ξύλινα στοιχεία με μήκος 600 mm . Η γεωμετρία του φορέα και η διάταξη του πειράματος περιγράφονται συνοπτικά στα παρακάτω σχήματα.



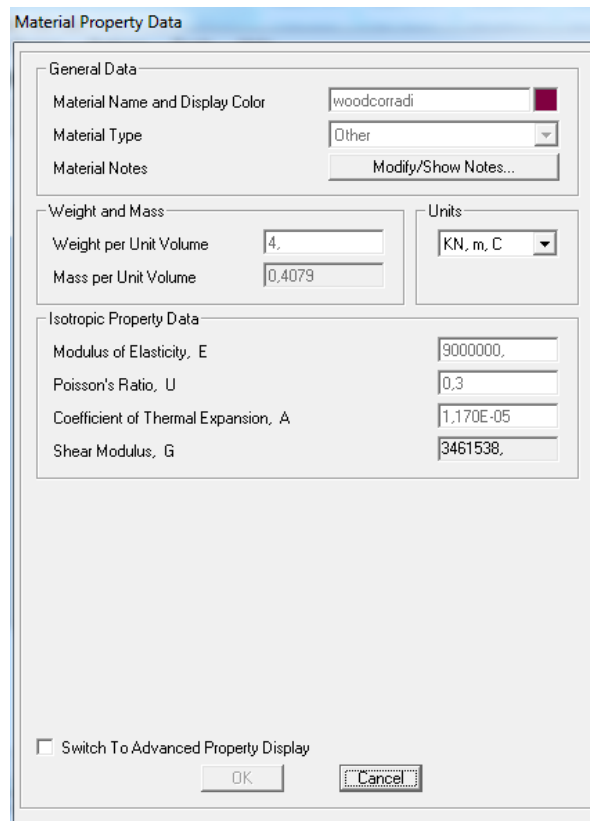
Εικόνα 8.1 Διατομή απλού διαφράγματος



Εικόνα 8.2 Σχηματική Απεικόνιση φόρτισης

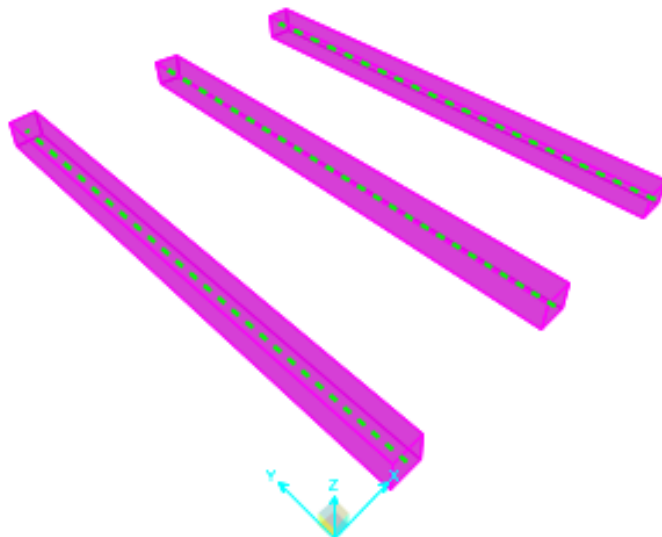
Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v15.1.0. Τα στοιχεία του δαπέδου μοντελοποιήθηκαν ως εξής:

- Υλικό : Ορίστηκε νέο υλικό για τις ξύλινες δοκούς και το πάτωμα, το οποίο θεωρήθηκε ως ορθοτροπικό υλικό με μέτρο ελαστικότητας $E=9,00 \text{ GPa}$.



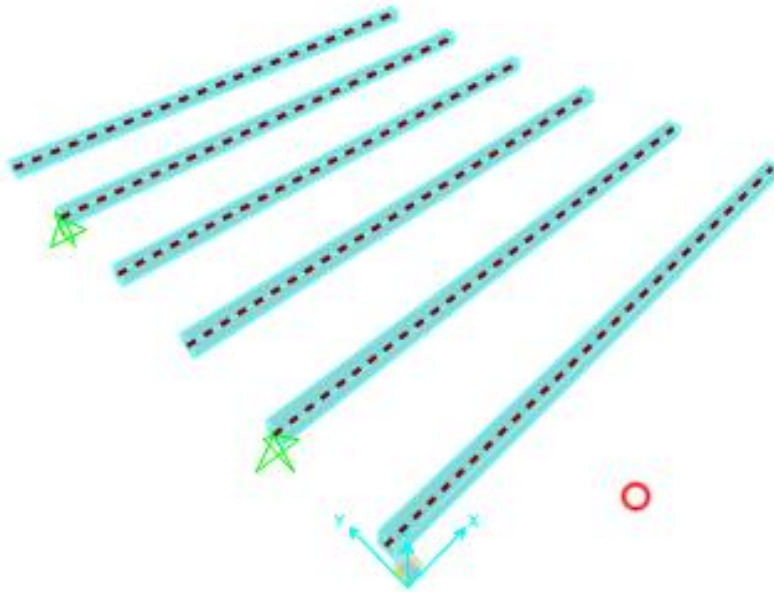
Εικόνα 8.3 Εισαγωγή ιδιοτήτων ξύλου στο SAP2000

- Πρωτεύουσες ξύλινες δοκοί: σύμφωνα με τα πειράματα επιλέχτηκαν δοκοί διαστάσεων (18cm x 18 cm), οι οποίες προσομοιώθηκαν με frame elements



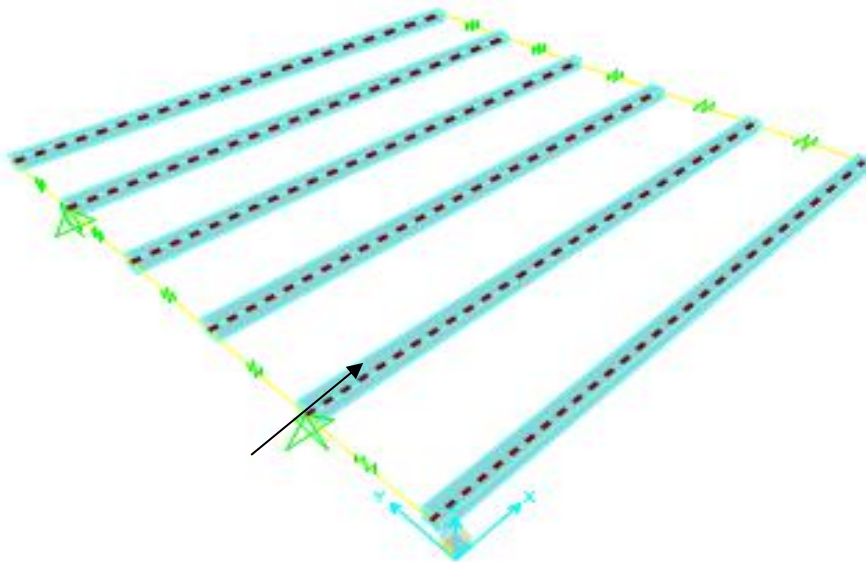
Εικόνα 8.4 Προσομοίωση πρωτεύουσων ξύλινων δοκών στο SAP2000

- Δευτερεύουσες ξύλινες δοκοί: σύμφωνα με τα πειράματα επιλέχθηκαν δοκοί διαστάσεων (8cm x 8 cm), οι οποίες προσομοιώθηκαν με frame elements



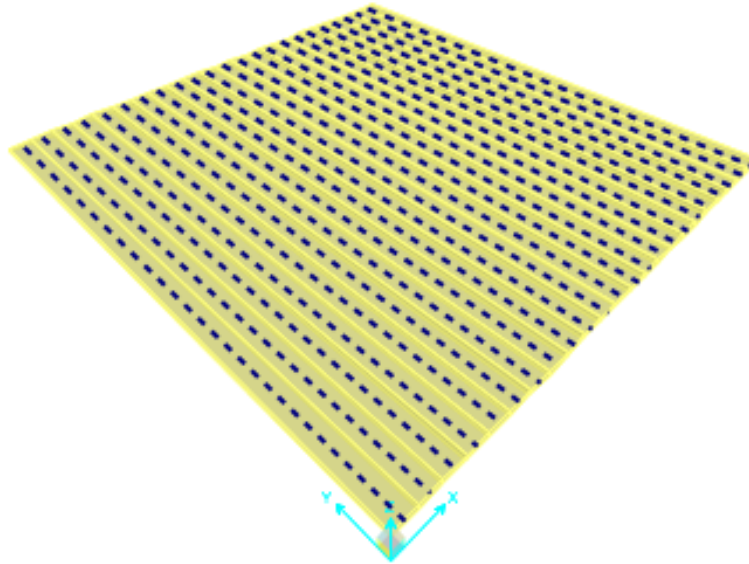
Εικόνα 8.5 Προσομοίωση δευτερεύουσων ξύλινων δοκών στο SAP2000

- Μεταλλικό πλαίσιο : προσομοιώθηκε με τη χρήση rigid linear link elements.



Εικόνα 8.6 Προσομοίωση μεταλλικού πλαισίου στο SAP2000

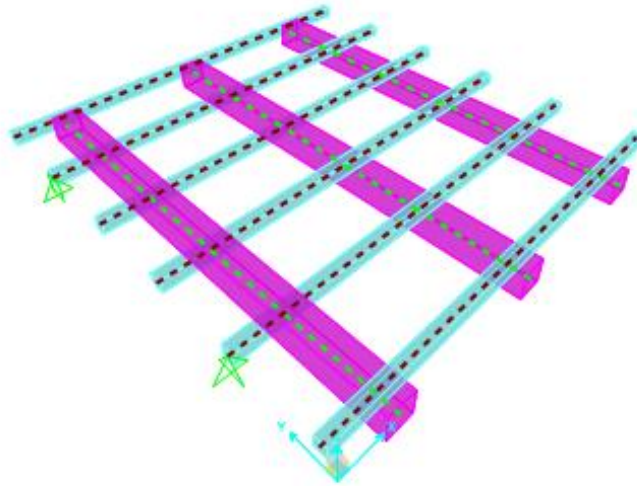
- Ξύλινο πάτωμα: Κάθε σανίδα προσομοιώθηκε ως ξεχωριστό frame element



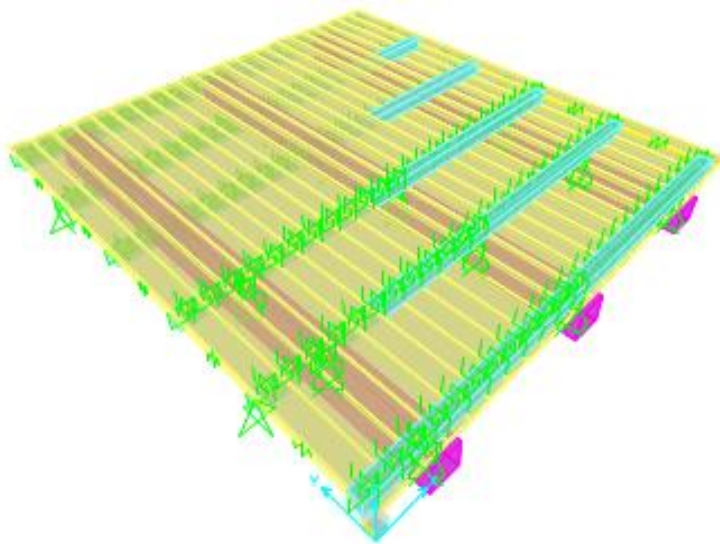
Εικόνα 8.7 Προσομοίωση ξύλινου καταστρώματος στο SAP2000

- Συνδέσεις : Ειδική προσομοίωση έγινε για κάθε καρφί καθώς χρησιμοποιήθηκαν special link support elements, όπως αναφέρεται στην διδακτορική διατριβή του (Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings , Aaron W. Wilson) .
Προς απλούστευση του προσομοιώματος επιλέχθηκε η χρήση των μονών συνδέσεων.

Ο φορέας τελικά διαμορφώνεται ως εξής:



Εικόνα 8.8 Πρωτεύουσες & Δευτερεύουσες Δοκοί



Εικόνα 8.9 Προσομοίωμα απλού διαφράγματος

- Συνοριακές συνθήκες και φορτία: Οι συνοριακές συνθήκες επιλέχθηκαν, με τέτοιο τρόπο, ώστε να προσομοιωθούν πλήρως τις συνθήκες του περάματος. Αναφορικά με τα φορτία, το μοντέλο υποβλήθηκε σε μονοτονική φόρτιση όπως παρουσιάζεται παραπάνω.

8.1. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ (link elements)

8.1.1. ΔΡΑΣΗ ΒΛΗΤΡΟΥ (BINTZHLAIΟΥ , ΤΑΣΙΟΣ)

Αρχικά επιλέχθηκε μία εξομοίωση της συμπεριφοράς των ήλων εντός των ξύλινων μελών με αυτή των βλήτρων εντός του οπλισμένου σκυροδέματος όπως διατυπώνεται στη βιβλιογραφία (Bιντζηλαίου , Τάσιος 1986)

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των συνδέσεων , χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις όπως έχουν αναφερθεί στην παράγραφο 4.1.4.3. Θεωρήθηκαν διαφορετικές τιμές για τη θλιπτική αντοχή του ξύλου:

- $f_c = 33 \text{ N/mm}^2$
- $f_{sy} = 220 \text{ N/mm}^2$
- $d = 2,75 \text{ mm}$
- $e = 26 \text{ mm}$

Τελικά , προέκυψαν οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

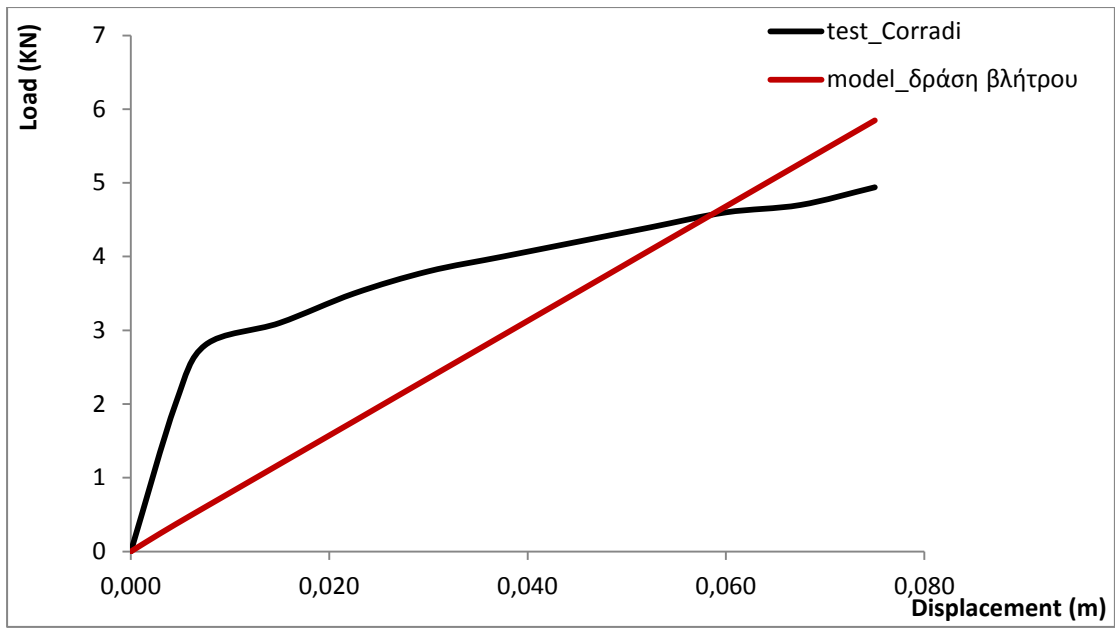
Πίνακας 36

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις δράσης βλήτρου

Displacement (m)	Load (kN)
-0,000140	-0,030
-0,000023	-0,021
-0,000017	-0,015
0,000000	0,000
0,000017	0,015
0,000023	0,021
0,000140	0,030

Παρατηρώντας τον παραπάνω πίνακα διαπιστώνουμε πως η θλιπτική αντοχή του ξύλου δεν επηρεάζει παρά αμελητέα τις σχέσεις δράσης βλήτρου.

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη.



Εικόνα 8.10 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

8.1.2. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΑΠΟ UNIPD & BOZZA

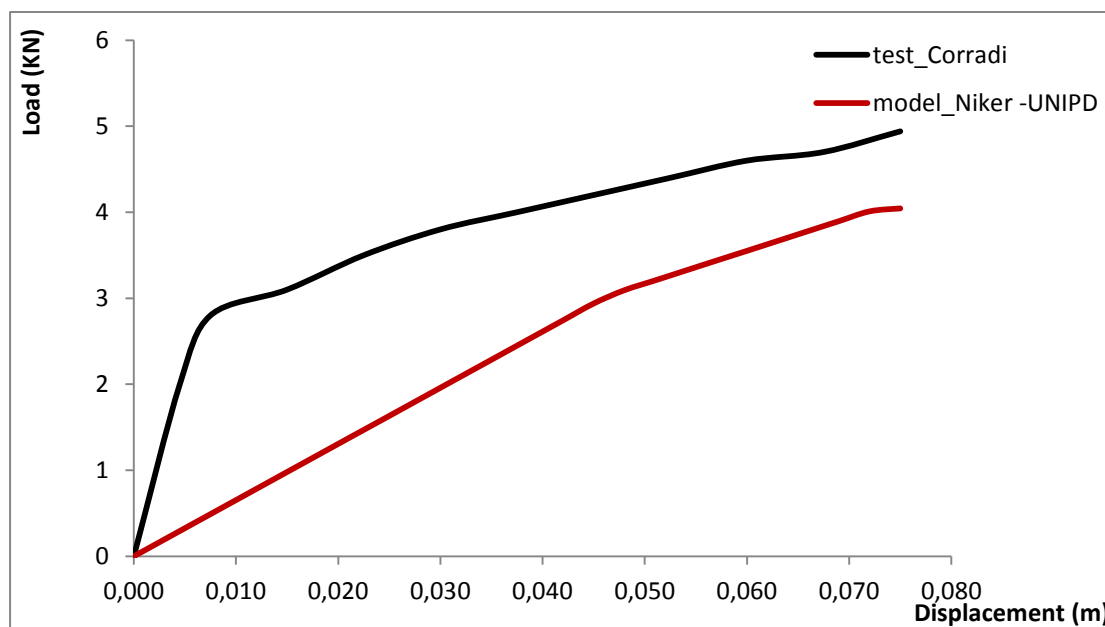
Χρησιμοποιήσαμε στη συνέχεια την καμπύλη φορτίου παραμόρφωσης όπως παρουσιάστηκε στα πλαίσια του προγράμματος NIKER από τα UNIPD και BOZZA αφού προσαρμόσαμε τα μεγέθη για την διάμετρο του υπό μελέτη φορέα

Πίνακας 37

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις Niker-UNIPD

Displacement (m)	Load (kN)
-0,100	-0,100
-0,025	-0,270
-0,010	-0,200
0,000	0,000
0,010	0,200
0,025	0,270
0,100	0,100

Το διάγραμμα φορτίου μετατόπισης που προέκυψε από την παραπάνω εξομοίωση παρουσιάζεται παρακάτω.



Εικόνα 8.11 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

8.1.3. ΚΑΜΠΥΛΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ A. WILSON

Στην διδακτορική διατριβή *Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings*, Aaron W. Wilson παρουσιάζονται καμπύλες φορτίου παραμόρφωσης οι οποίες προέκυψαν μετά από πειράματα για τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις συνδέσεων και παρουσιάζονται διεξοδικά στην παράγραφο 4.1.4.1. :

- Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
 - Συνδέσεις που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.
 - Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας στο Parnell, Auckland, που δοκιμάστηκαν στο Drexel University, Philadelphia, USA.
 - Συνδέσεις από κτίριο άοπλης τοιχοποιίας ‘T Adair Building’ στο Gisborne, που δοκιμάστηκαν στο University of Auckland, New Zealand.
-
- ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΗΠΑ

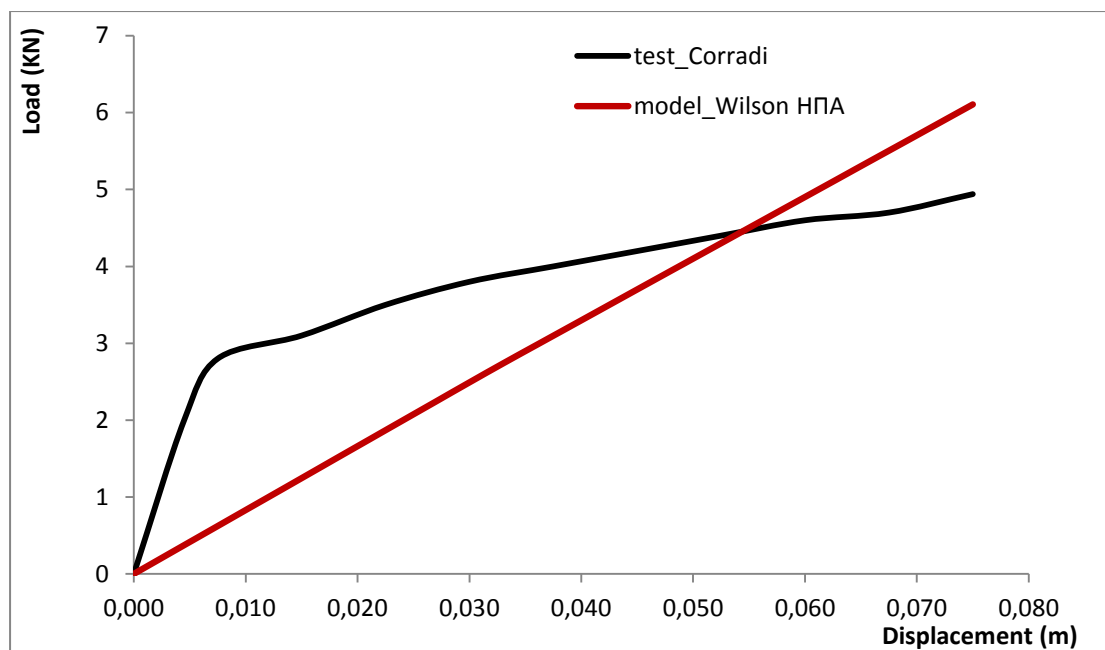
Οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 38

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0052	-0,9298
-0,0001	-0,1601
0,0000	0,0000
0,0001	0,1753
0,0061	1,0518

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 8.12 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΝΕΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – ΝΕΑ ΖΗΛΑΝΔΙΑ

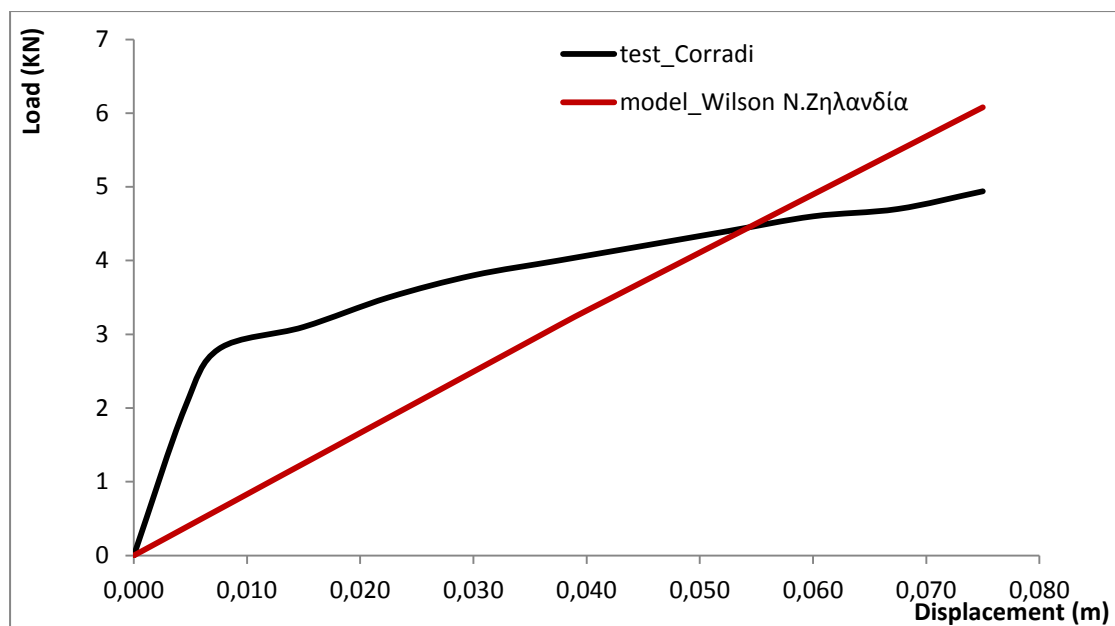
Οι μετακινήσεις συναρτήσε του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 39

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Νέες συνδέσεις, Ν. Ζηλανδία

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0105	-0,9756
-0,0001	-0,1677
0,0000	0,0000
0,0001	0,2134
0,0105	1,2347

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 8.13 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – PARNELL

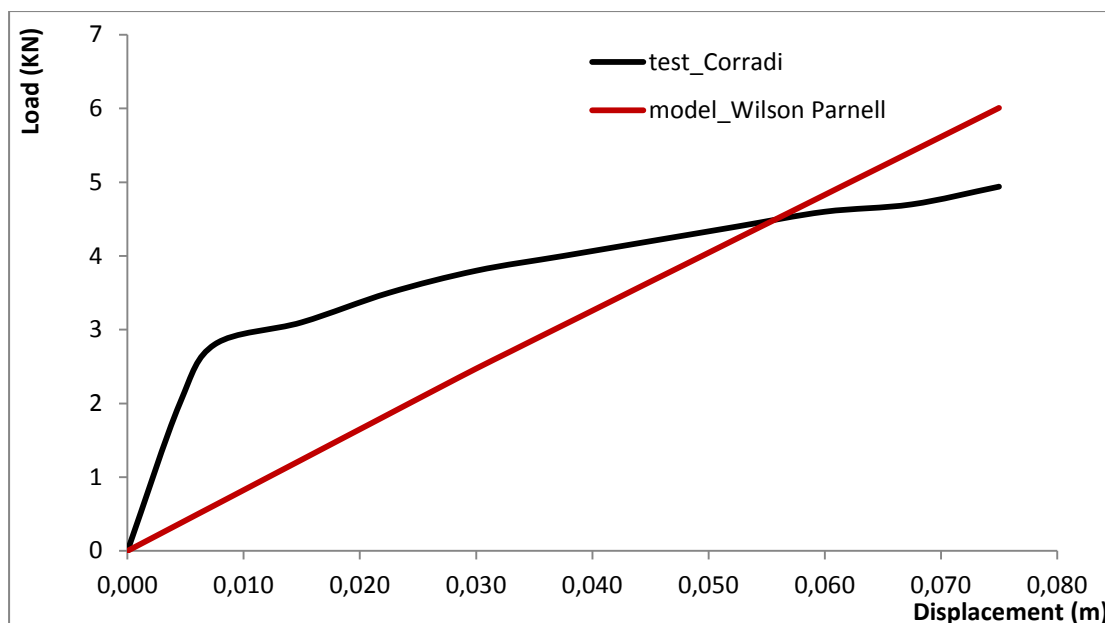
Οι μετακινήσεις συναρτήσεϊ του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 40

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις , Parnell

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0070	-0,74691
-0,0002	-0,12957
0,0000	0
0,0003	0,160053
0,0087	0,937453

Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 8.14 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

- ΠΑΛΑΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ – T. ADAIR

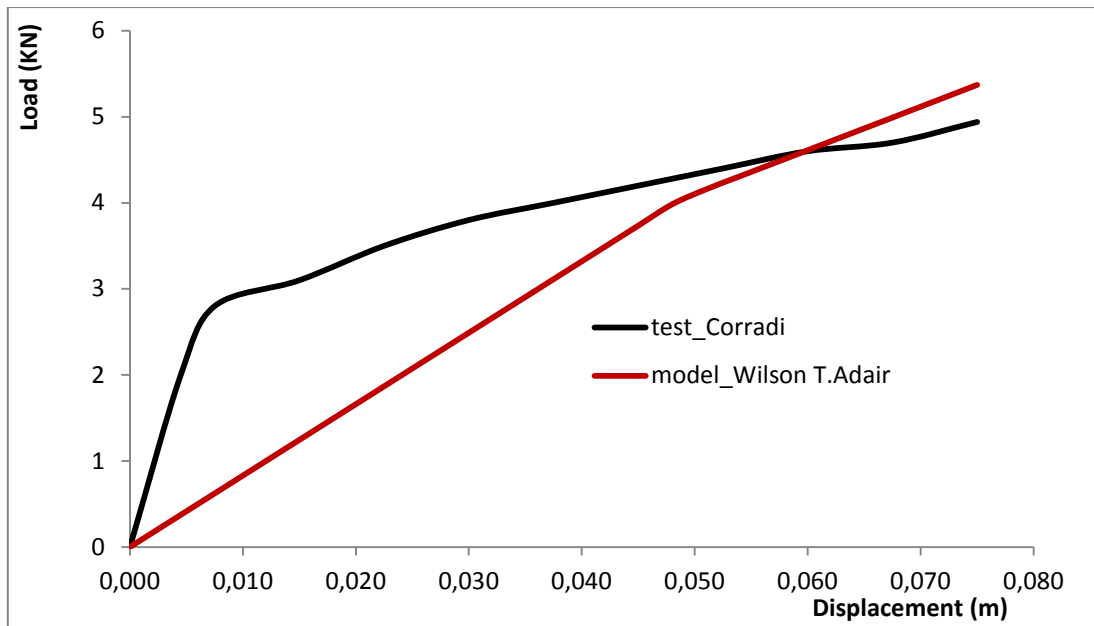
Οι μετακινήσεις συναρτήσε του φορτίου για τις συνδέσεις όπως προέκυψαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 41

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Παλαιές συνδέσεις , T. Adair

Displacement (m)	Load (kN)
-0,0611	-0,82313
-0,0005	-0,13719
0,0000	0
0,0002	0,266755
0,0611	0,785021

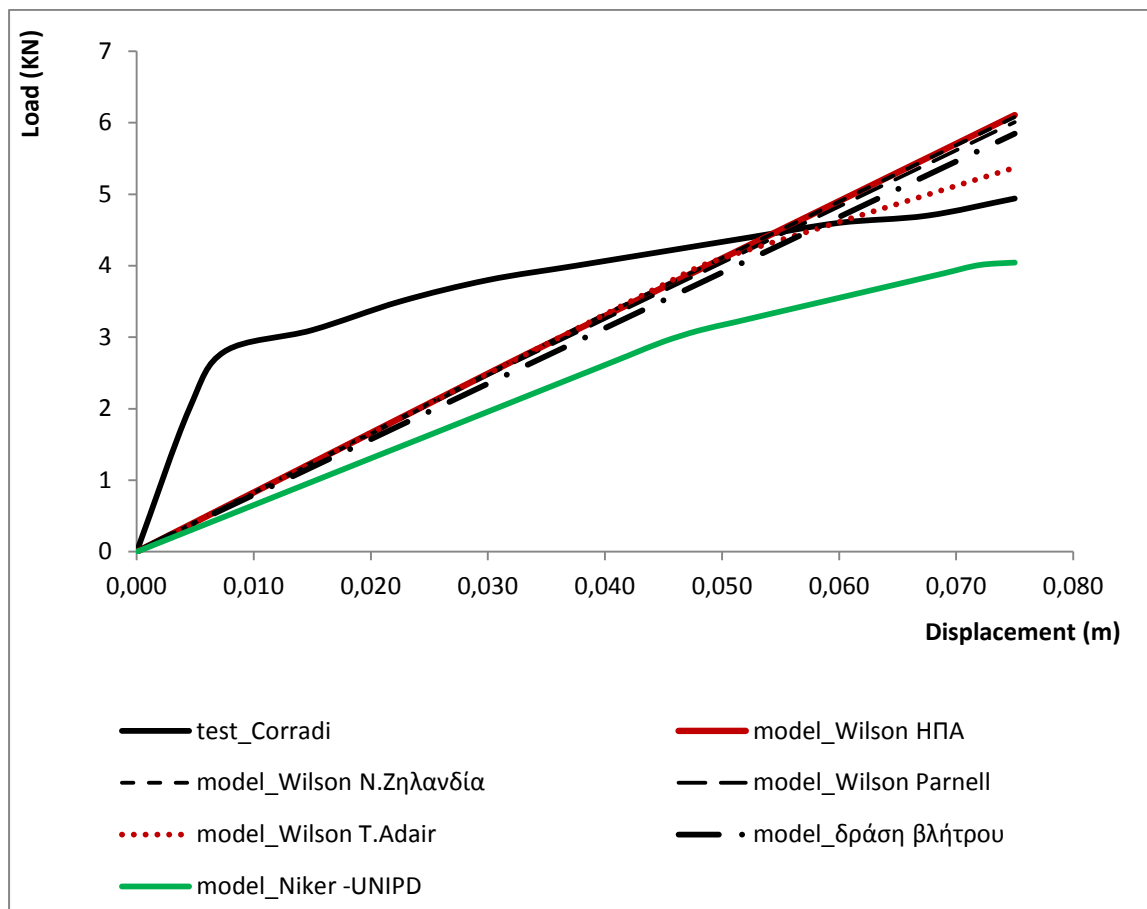
Παρακάτω ακολουθεί το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπως προέκυψε για το διάφραγμα χρησιμοποιώντας τα παραπάνω μεγέθη, σε αντιπαράθεση με την αντίστοιχη καμπύλη όπως προέκυψε από το πείραμα.



Εικόνα 8.15 Συγκριτικό Διάγραμμα φορτίου – μετατόπισης για το διάφραγμα και το προσομοίωμα του

8.1.4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ & ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρακάτω διάγραμμα εμφανίζονται όλες οι καμπύλες φορτίου μετατόπισης των φορέων όπως προέκυψαν για τις διαφορετικές συνδέσεις . Επίσης εμφανίζεται και η καμπύλη όπως προκύπτει από τα πειράματα των Valluzzi et al. για το μη ενισχυμένο ξύλινο πάτωμα.



Εικόνα 8.16 Συγκριτικό διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης για όλα τα προσομοιώματα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικά μεγέθη όπως προέκυψαν από τις προσομοιώσεις. Ως F_u ορίζεται το παραλαμβανόμενο φορτίο για την μέγιστη μετατόπιση d_{Fu} , ενώ ως $F_{1/3}$ ορίζεται το 1/3 του F_u και ως $d_{F1/3}$ η αντίστοιχη μετατόπιση, με $K_{1/3}$ την δυσκαμψία που προκύπτει σε αυτό το σημείο.

Πίνακας 42

Αποτελέσματα Προσομοιώσεων

CORRADI simple floor					
	Fu (kN)	dfu (m)	F _{1/3} (kN)	df _{1/3} (m)	K _{1/3} (kN/mm)
Wilson_ΗΠΑ	5,23	0,08	1,74	0,021	0,083
Wilson_N.Ζηλανδία	6,64	0,08	2,21	0,027	0,082
Wilson_Parnell	6,65	0,08	2,22	0,027	0,082
Wilson_T.Adair	5,52	0,08	1,84	0,024	0,077
Niker_UNIPD	3,69	0,078	1,23	0,021	0,059
Δράση Βλήτρου	8,85	0,075	2,95	0,005	0,590
Αρχικός Φορέας	4,94	0,075	1,65	0,0045	0,366

Από τα παραπάνω διαπιστώνουμε, πως η προσομοίωση με τη χρήση των σχέσεων της δράσης βλήτρου ορίζει ακριβέστερα τη συμπεριφορά του διαφράγματος με παρόμοια τιμή δυσκαμψίας $K_{1/3}$. Αντίθετα όλες οι άλλες συνδέσεις απομακρύνονται από την ρεαλιστική απόκριση του διαφράγματος. Αξίζει να σημειωθεί πως όλες οι υπόλοιπες συνδέσεις φαίνεται να συγκλίνουν μεταξύ τους.

9. ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ

Στην παρούσα ενότητα εξετάζουμε την ενίσχυση των απλών διαφραγμάτων που μελετήθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια. Όπως διαπιστώσαμε στις προηγούμενες ενότητες , οι επεμβάσεις στα διαφράγματα ποικίλουν και αντίστοιχα ποικίλει και η αποτελεσματικότητά τους. Στα πλαίσια της ενότητας αυτής , θα εξετάσουμε για κάθε απλό διάφραγμα μόνο μία από τις ενισχύσεις που προτείνονται .

Η κοινά προτεινόμενη τεχνική ενίσχυσης στην πλειονότητα των πειραματικών εκστρατειών , αφορά την τοποθέτηση στο απλό πάτωμα, μίας δεύτερης στρώσης από ξύλινες σανίδες τοποθετημένη διαγώνια σε σχέση με την αρχική. Η αύξηση της δυσκαμψίας που προκύπτει από την παραπάνω ενίσχυση είναι αξιοσημείωτη σε όλα τα παραδείγματα διαφραγμάτων που είχαμε διαθέσιμα. Επίσης αποτελεί μια τεχνική χωρίς ιδιαίτερες δυσκολίες, δεν απαιτεί εξειδικευμένη εργασία ενώ μπορεί να προσαρμοστεί σε όλα τα είδη των διαφραγμάτων ,λόγω της μειωμένης διάστασης των απαραίτητων στοιχείων, ενώ η σύνδεση με το ήδη υπάρχον πάτωμα επιτυγχάνεται μέσω απλών κοχλιοτών συνδέσεων. Εκτός από την αύξηση της εντός επιπέδου δυσκαμψίας, δίνει εξαιρετικά αποτελέσματα και όσον αφορά την αντοχή σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση καθώς απορροφά μεγάλη ενέργεια. Αυτές οι ιδιότητες οφείλονται κυρίως στις πολλές συνδέσεις που συνδέουν τα δύο είδη ξυλείας και οι οποίες είναι σε θέση να διαχέουν την ενέργεια χωρίς να φθείρονται ιδιαίτερα. Όπως παρατηρήσαμε και στις πειραματικές διατάξεις , στο τέλος των πειραματικών δοκιμών, οι περισσότερες από τις συνδέσεις δεν παρουσίαζαν εμφανή σημάδια φθοράς .

9.1. VALLUZZI ET AL.

Το πρώτο διάφραγμα που επιλέχθηκε να προσομοιωθεί ήταν αυτό της ομάδας των Valluzzi et al. Η ενίσχυση που χρησιμοποιείται στο παραπάνω διάφραγμα αποτελείται από ένα δεύτερο κατάστρωμα από σανίδες τοποθετημένες σε γωνία 45° σε σχέση με το αρχικό. Όπως είδαμε στο πέμπτο κεφάλαιο η συγκεκριμένη ενίσχυση είναι ιδιαίτερος αποτελεσματική και επιπλέον μπορεί να εφαρμοστεί εύκολα και να αντιστραφεί εάν θεωρηθεί απαραίτητο .

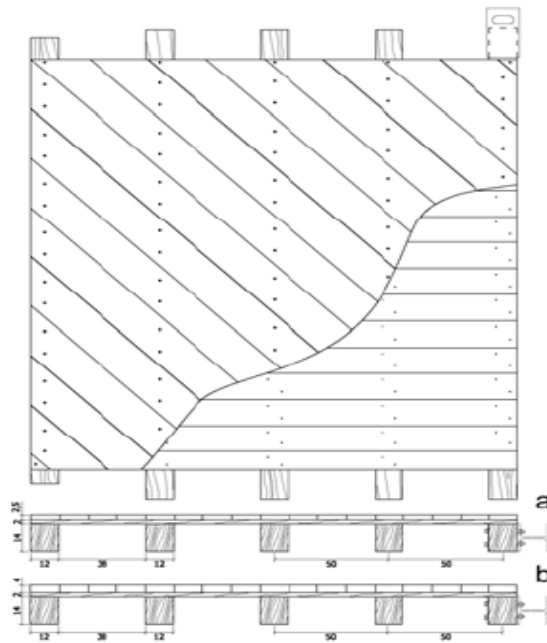


Figure 1 Σχηματική απεικόνιση του ενισχυμένου διαφράγματος

Ο φορέας διαμορφώθηκε όπως περιγράφεται στο πέμπτο κεφάλαιο, χρησιμοποιώντας τον νόμο της δράσης βλήτρου όπως περιγράφηκε στη προαναφερθείσα ενότητα προκειμένου να προσομοιώσουμε τη συμπεριφορά των συνδέσεων.

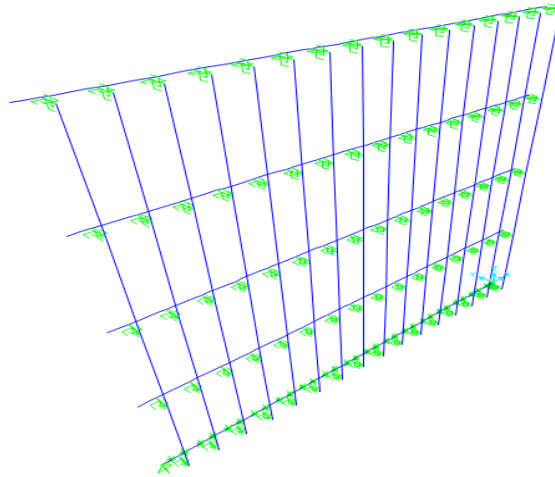


Figure 2 Προσομοίωμα αρχικού φορέα

Στη συνέχεια τοποθετήθηκε μία δεύτερη σειρά από σανίδες ως frame elements, πάνω από την ήδη υπάρχουσα, σε γωνία 45° . Αξίζει να σημειωθεί ότι η διάταξη των καρφιών είναι ιδιαίτερα πυκνή και απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά την προσομοίωση της.

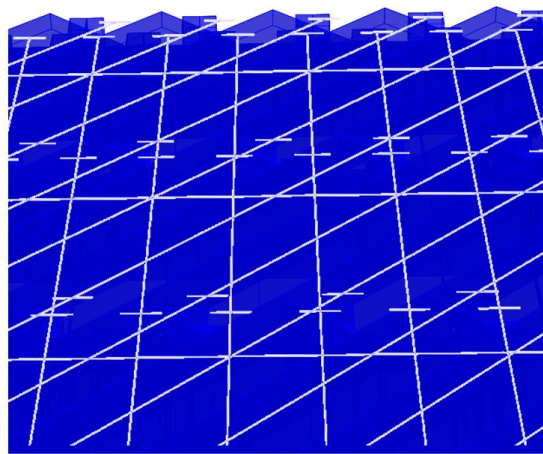


Figure 3 Λεπτομέρεια δεύτερου καταστρώματος

Ο φορέας τελικά διαμορφώθηκε ως εξής .

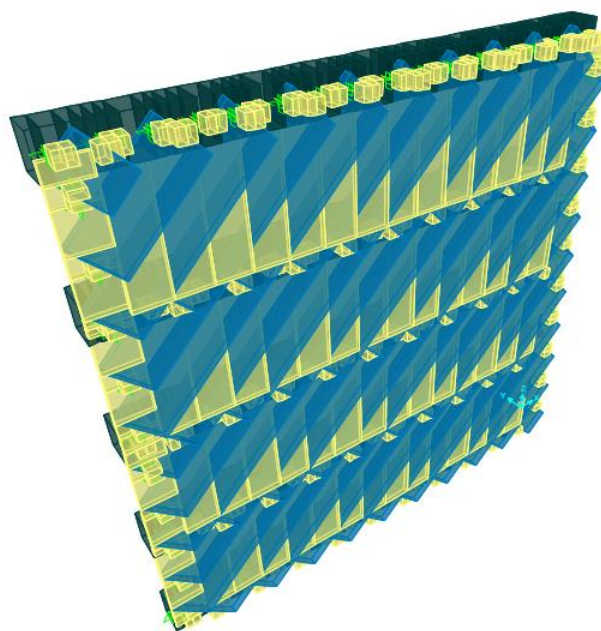
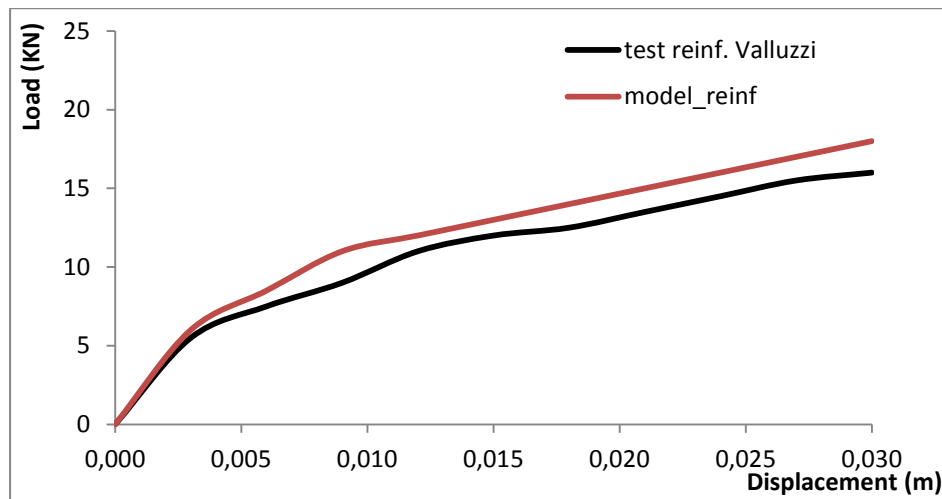


Figure 4 Προσομοίωμα Ενισχυμένου διαφράγματος

Το διάγραμμα δύναμης παραμόρφωσης όπως προκύπτει από το προσομοίωμα παρουσιάζεται παρακάτω σε ένα συγκριτικό διάγραμμα σε σχέση με τα αποτελέσματα των πειράματων της ομάδας των Valluzzi et al.



Εικόνα 9.1 Σύγκριση καμπύλων φορτίου-μετατόπισης για τον ενισχυμένο φορέα του πειράματος (test reinf.) & το προσομοίωμα (model_reinf.)

Πίνακας 43

Σύγκριση Βασικών Μεγεθών ενισχυμένου φορέα & προσομοιώματος

Valluzzi , reinf. Double board					
	Fu (kN)	dfu (m)	F _{1/3} (kN)	df _{1/3} (m)	K _{1/3} (kN/mm)
test	16,00	0,03	5,33	0,003	1,778
model	18,00	0,03	6,00	0,003	2,000

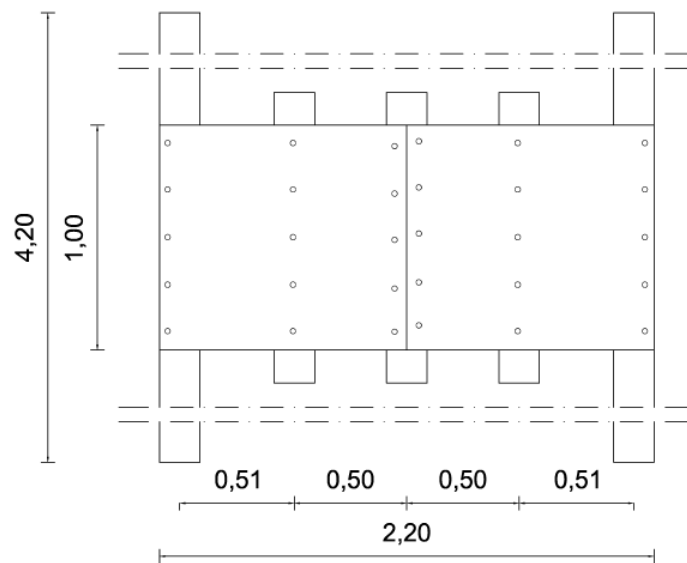
Όπως παρατηρούμε και στον ενισχυμένο φορέα , όπως και στον αρχικό , η προσομοίωση πλησιάζει την πραγματική απόκριση του διαφράγματος.

Στη συνέχεια διάγραμμα δύναμης παραμόρφωσης όπως προκύπτει από το προσομοίωμα παρουσιάζεται παρακάτω σε ένα συγκριτικό διάγραμμα σε σχέση με τα αποτελέσματα των πειράματων της ομάδας των Valluzzi et al.

9.2. BALDESSARI ET AL.

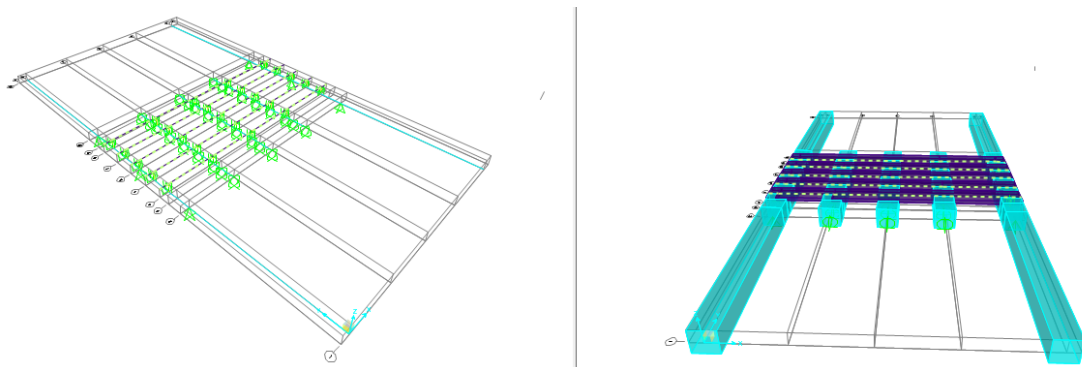
9.2.1. Διάφραγμα διαστάσεων 1m x 2 m

Σε αυτή την παράγραφο θα προσομοιωθεί η ενίσχυση του διαφράγματος μικρών διαστάσεων με μία στρώση από δύο φύλλα κόντρα πλακέ , διαστάσεων 110x100x2.1 cm ,τα οποία τοποθετούνται πάνω από το ήδη υπάρχον κατάστρωμα. Στο επόμενο σχήμα απεικονίζεται η κάτοψη του ενισχυμένου πατώματος.



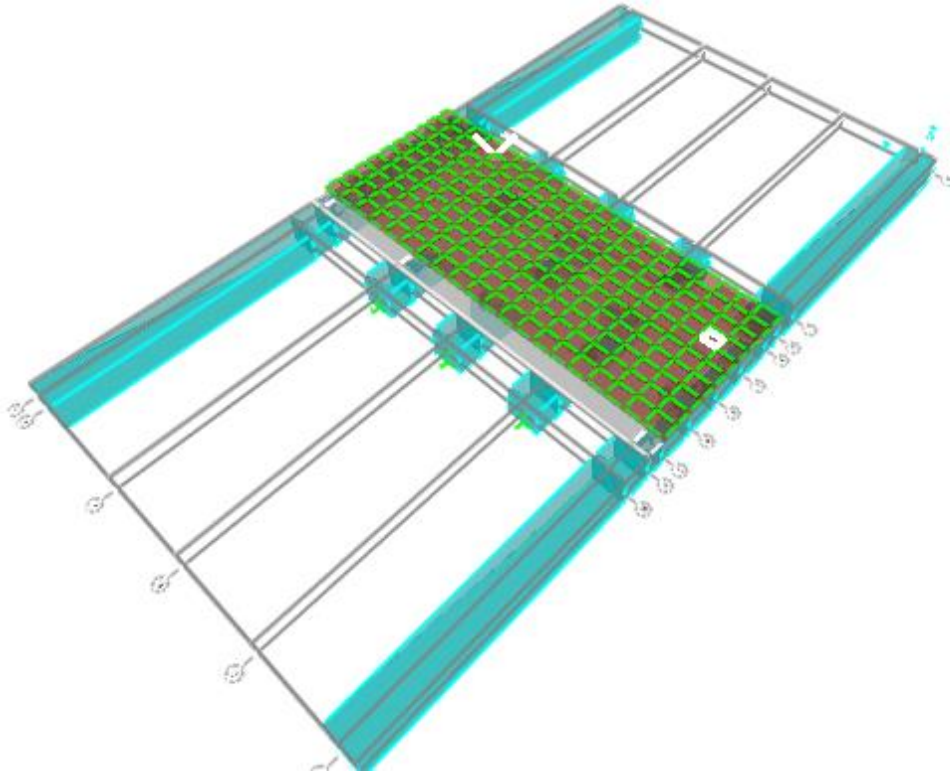
Εικόνα 9.2 Κάτοψη ενισχυμένου φορέα με δεύτερο κατάστρωμα

Ο φορέας διαμορφώθηκε όπως περιγράφεται στην παράγραφο 6.1. , χρησιμοποιώντας τον νόμο της δράσης βλήτρου όπως περιγράφηκε στη προαναφερθείσα ενότητα προκειμένου να προσομοιώσουμε τη συμπεριφορά των συνδέσεων.



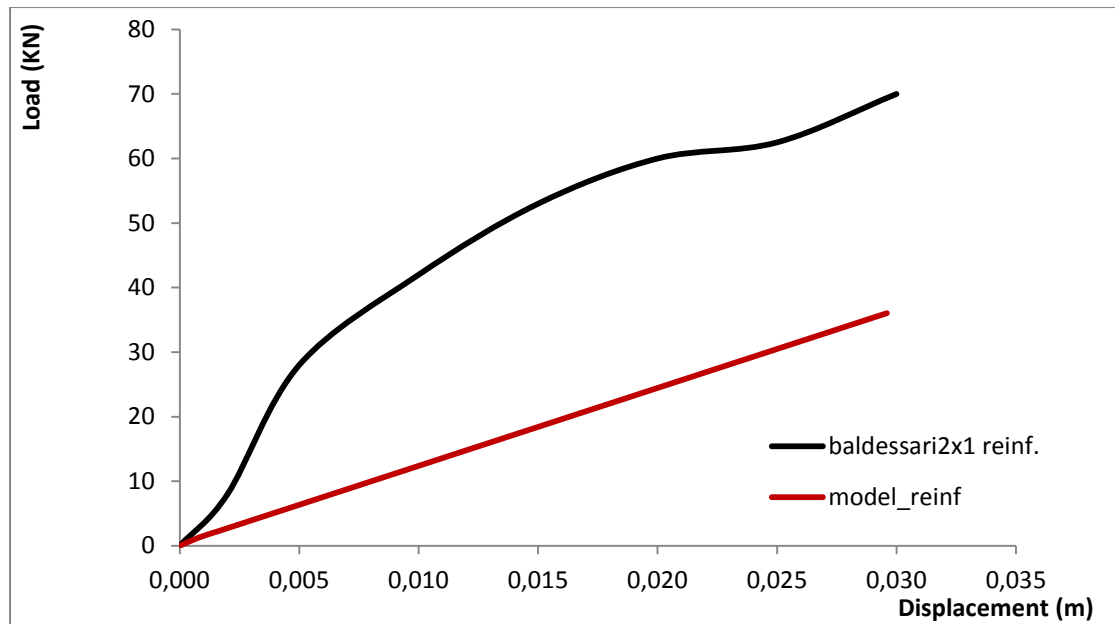
Εικόνα 9.3 Προσομοίωμα αρχικού φορέα

Στη συνέχεια τοποθετήθηκαν τα φύλλα κόντρα πλακέ (plywood) τα οποία προσομοιώθηκαν ως shell elements . Τελικά ο ενισχυμένος φορέας διαμορφώθηκε ως εξής.



Εικόνα 9.4 Προσομοίωμα ενισχυμένου διαφράγματος με κόντρα πλακέ

Το διάγραμμα δύναμης παραμόρφωσης όπως προκύπτει από το προσομοίωμα παρουσιάζεται παρακάτω σε ένα συγκριτικό διάγραμμα σε σχέση με τα αποτελέσματα των πειράματων της ομάδας των Baldessari et al.



Εικόνα 9.5 Σύγκριση καμπύλων φορτίου-μετατόπισης για τον ενισχυμένο φορέα του πειράματος (test reinf.) & το προσομοίωμα (model_reinf.)

Πίνακας 44

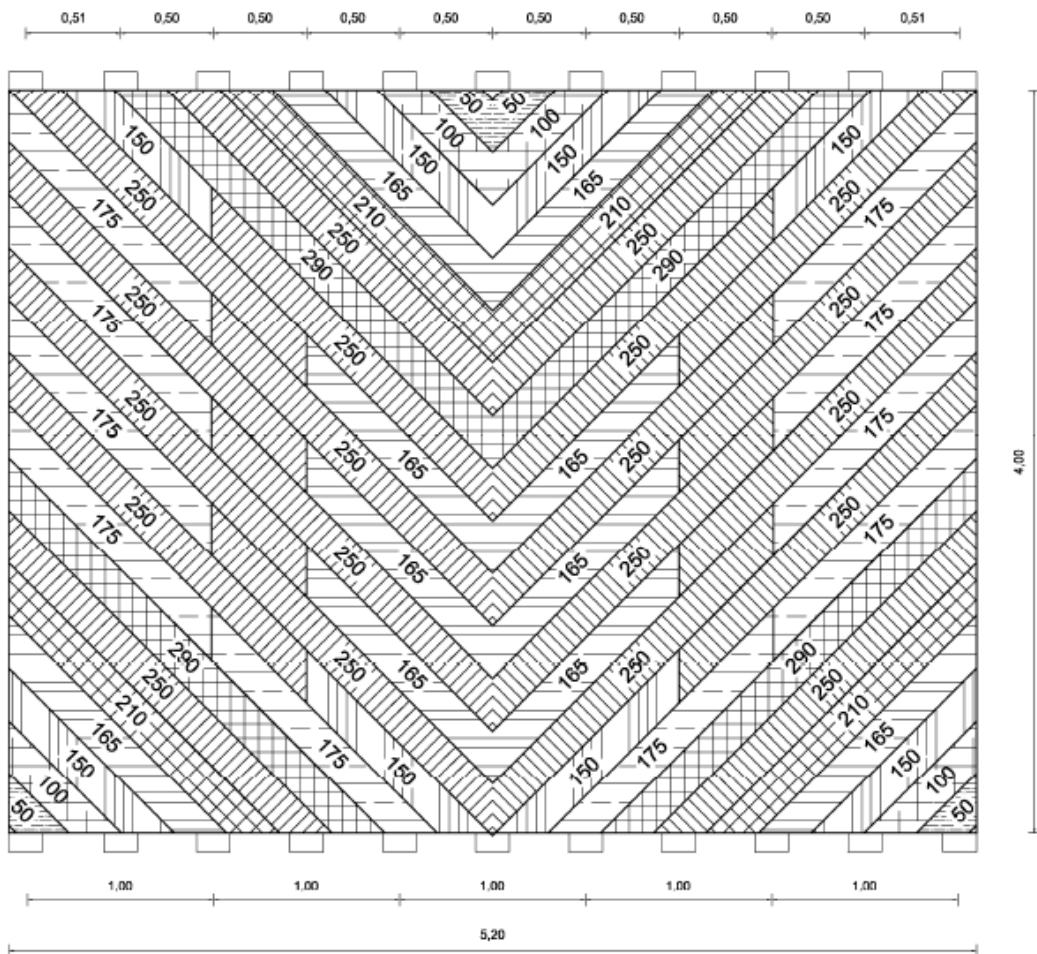
Σύγκριση Βασικών Μεγεθών ενισχυμένου φορέα & προσομοιώματος

BALDESSARI, reinf. Plywood 2.00 m x 1.00 m					
	Fu (kN)	dfu (m)	F _{1/3} (kN)	df _{1/3} (m)	K _{1/3} (kN/mm)
test_reinf.	70,00	0,03	23,33	0,004	5,833
model_reinf.	37,21	0,03	12,40	0,010	1,193

Όπως παρατηρούμε και στον ενισχυμένο φορέα , όπως και στον αρχικό , η προσομοίωση απέχει από την πραγματική απόκριση του διαφράγματος με την προβλεπόμενη δυσκαμψία να είναι πέντε φορές μικρότερη από την πραγματική.

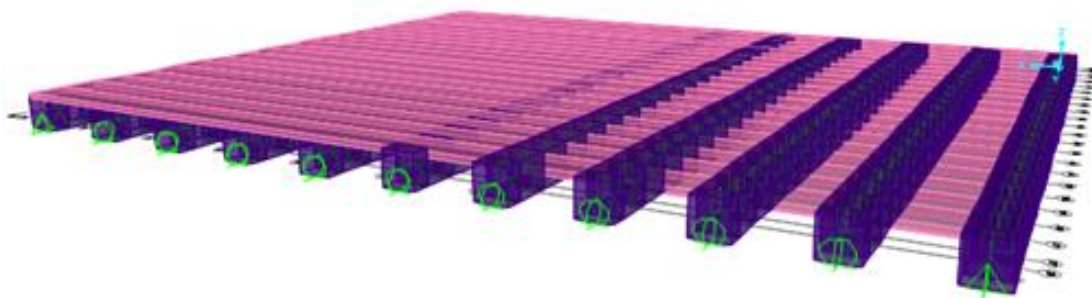
9.2.2. Διάφραγμα διαστάσεων 4m x 5 m

Σε αυτό το διάφραγμα τοποθετείται μία δεύτερη στρώση σανίδων με γωνία 45° σε σχέση με την αρχική. Οι νέες σανίδες έχουν διατομή 20x3 cm² και διάφορα μήκη. Οι καινούριες σανίδες συνδέονται με το κατάστρωμα με δύο κοχλίες Ø6x90mm ανά διασταύρωση δοκού-σανίδας. Στο επόμενο σχήμα απεικονίζεται η κάτοψη του ενισχυμένου πατώματος.



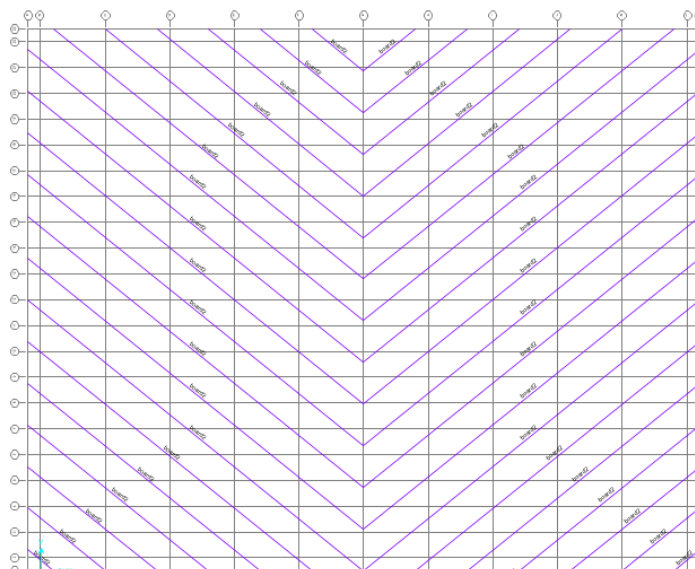
Εικόνα 9.6 Κάτοψη ενισχυμένου φορέα με δεύτερο κατάστρωμα

Ο φορέας διαμορφώθηκε όπως περιγράφεται στην παράγραφο 6.2. , χρησιμοποιώντας τον νόμο της δράσης βλήτρου όπως περιγράφηκε στη προαναφερθείσα ενότητα προκειμένου να προσομοιώσουμε τη συμπεριφορά των συνδέσεων.

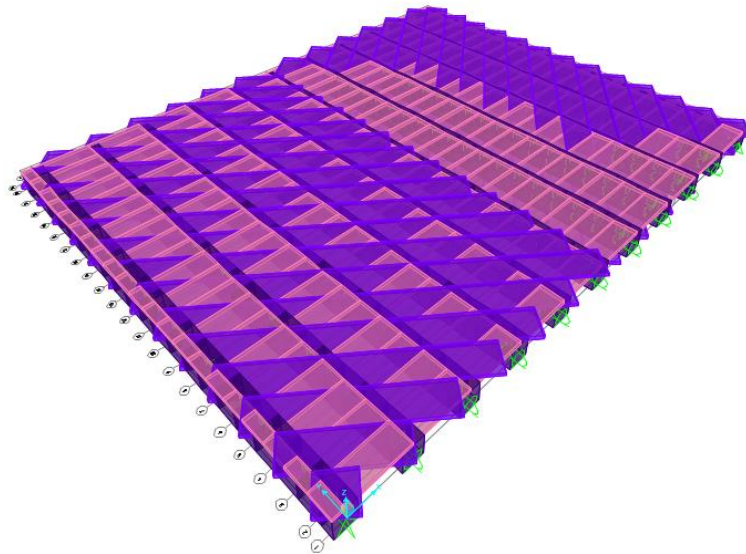


Εικόνα 9.7 Προσομοίωμα αρχικού φορέα

Στη συνέχεια τοποθετήθηκε το δεύτερο κατάστρωμα το οποίο προσομοιώθηκε με frame elements . Τελικά ο ενισχυμένος φορέας διαμορφώθηκε ως εξής.

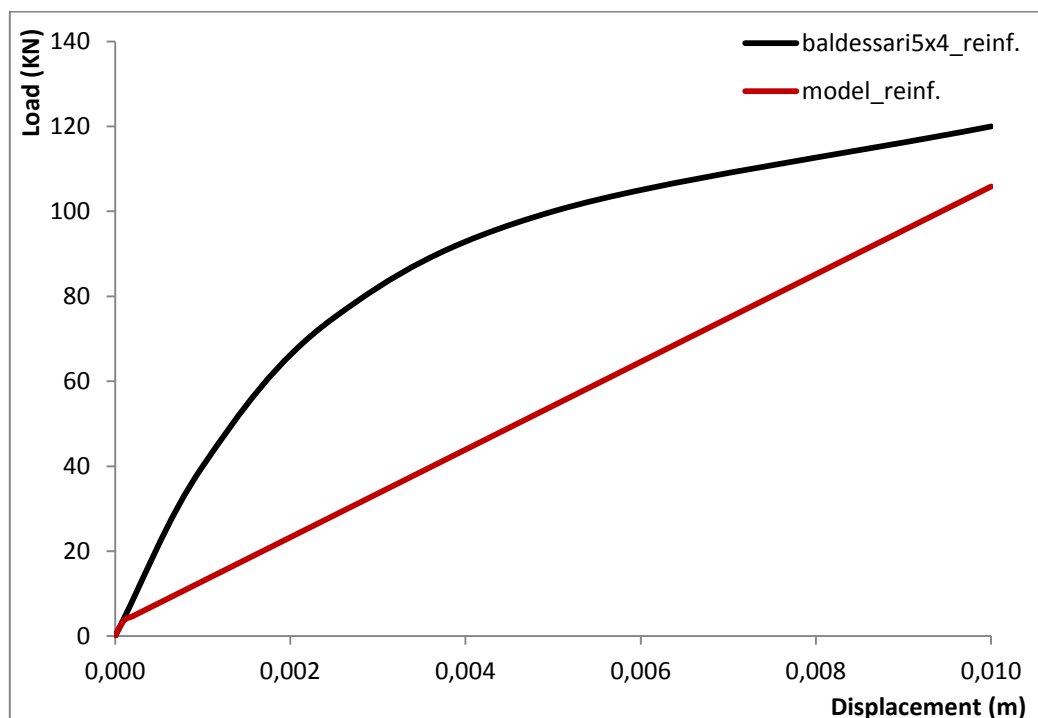


Εικόνα 9.8 Κάτοψη ενισχυμένου διαφράγματος με δεύτερο κατάστρωμα.



Εικόνα 9.9 Τελικό προσομοίωμα ενισχυμένου διαφράγματος

Το διάγραμμα δύναμης παραμόρφωσης όπως προκύπτει από το προσομοίωμα παρουσιάζεται παρακάτω σε ένα συγκριτικό διάγραμμα σε σχέση με τα αποτελέσματα των πειράματων της ομάδας των Baldessari et al.



Εικόνα 9.10 Σύγκριση καμπύλων φορτίου-μετατόπισης για τον ενισχυμένο φορέα του πειράματος (test reinf.) & το προσομοίωμα (model_reinf.)

Πίνακας 45

Σύγκριση Βασικών Μεγεθών ενισχυμένου φορέα & προσομοιώματος

BALDESSARI, reinf. Double board		5.00 m x 4.00 m			
	Fu (kN)	dfu (m)	F _{1/3} (kN)	df _{1/3} (m)	K _{1/3} (kN/mm)
test reinf.	120,00	0,01	40,00	0,001	40,00
model_reinf.	105,85	0,01	35,28	0,0032	11,03

Όπως παρατηρούμε και στον ενισχυμένο φορέα , όπως και στον αρχικό , η προσομοίωση απέχει από την πραγματική απόκριση του διαφράγματος με την προβλεπόμενη δυσκαμψία να είναι περίπου τέσσερις φορές μικρότερη από την πραγματική.

9.3. PERALTA ET AL.

Το υπό μελέτη διάφραγμα ενισχύεται με ένα κόντρα πλακέ (plywood) πάνω από το ήδη υπάρχον κατάστρωμα, προκειμένου να βελτιωθεί η εντός επιπέδου δυσκαμψία. Το πάχος του κόντρα πλακέ είναι 9.5mm και συνδέεται μέσω απλών ηλών, διαμέτρου 3.8 mm (10d nails) σε απόσταση 152mm στις αιχμές του κόντρα πλακέ και σε απόσταση 305 mm κατά μήκος των ενδιάμεσων δοκών. Η διάμετρος των ηλών που χρησιμοποιήθηκαν για τη σύνδεση της ενίσχυσης διαφέρει από αυτή του αρχικού φορέα, ανάλογα λοιπόν πρέπει να προσαρμόσουμε τη σχέση της δράσης βλήτρου για τις καινούριες αυτές συνδέσεις.

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των συνδέσεων, χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις όπως έχουν αναφερθεί στην παράγραφο 4.1.4.3. Θεωρήθηκαν διαφορετικές τιμές για τη θλιπτική αντοχή του ξύλου:

- $f_c = 33 \text{ N/mm}^2$
- $f_{sy} = 220 \text{ N/mm}^2$
- $d = 3,8 \text{ mm}$
- $e = 19 \text{ mm}$

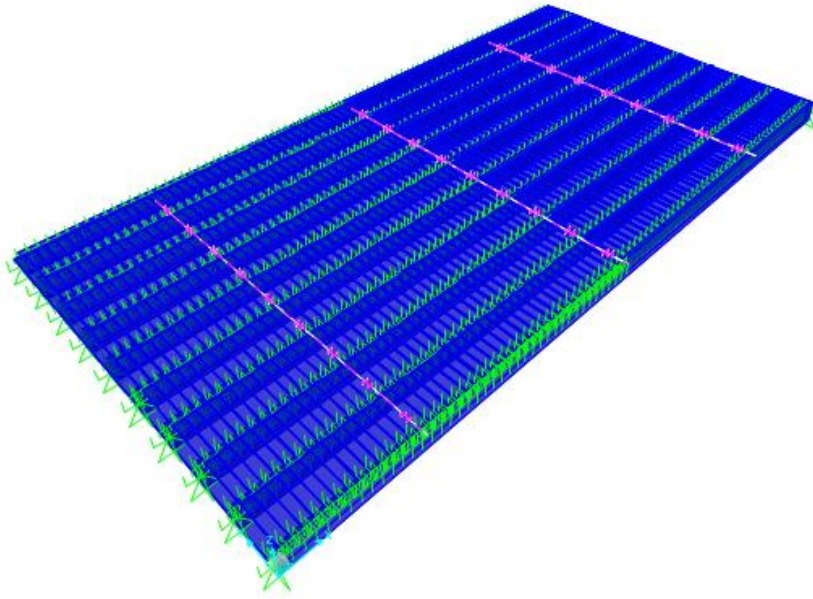
Τελικά προέκυψαν οι μετακινήσεις συναρτήσει του φορτίου για τις συνδέσεις όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 46

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για συνδέσεις

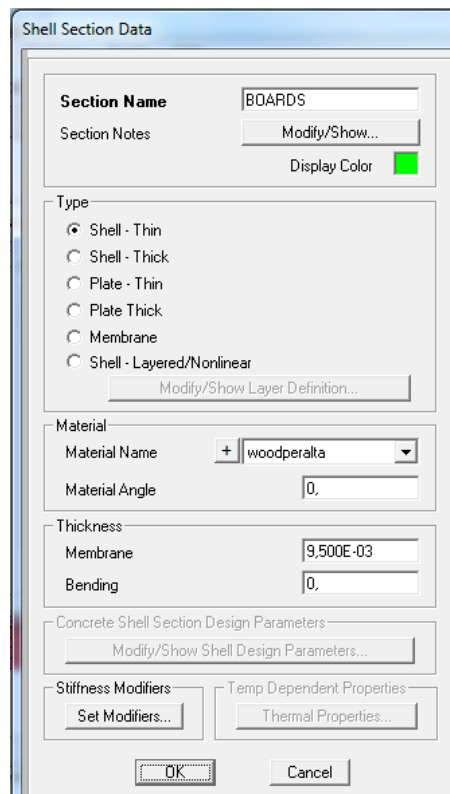
Displacement (m)	Load (kN)
-0,190000	-0,194
-0,032300	-0,1358
-0,022800	-0,097
0,000000	0
0,022800	0,097
0,032300	0,1358
0,190000	0,194

Ο αρχικός φορέας όπως είχε διαμορφωθεί στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζεται παρακάτω.

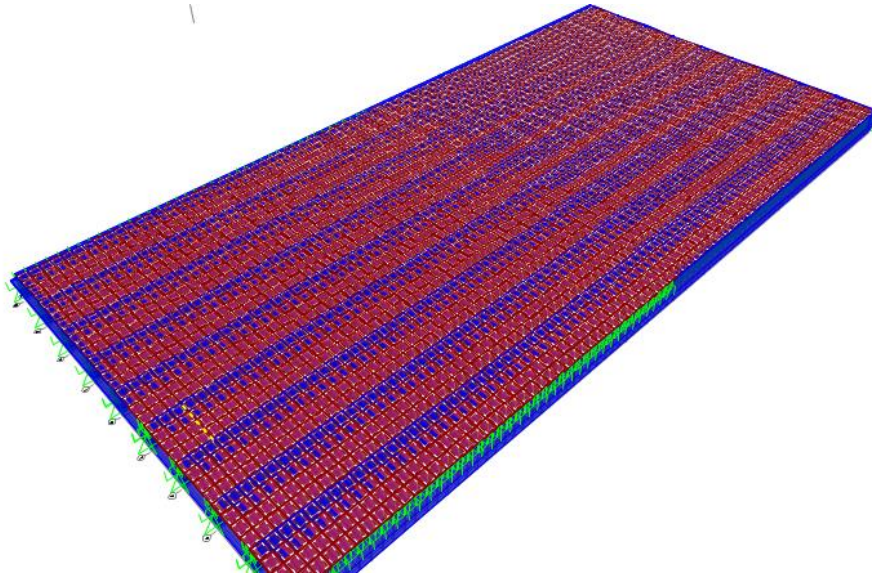


Εικόνα 9.11 Μη ενισχυμένο διάφραγμα

Στη συνέχεια τοποθετείται το κόντρα πλακέ , για το οποίο χρησιμοποιήθηκαν shell elements.

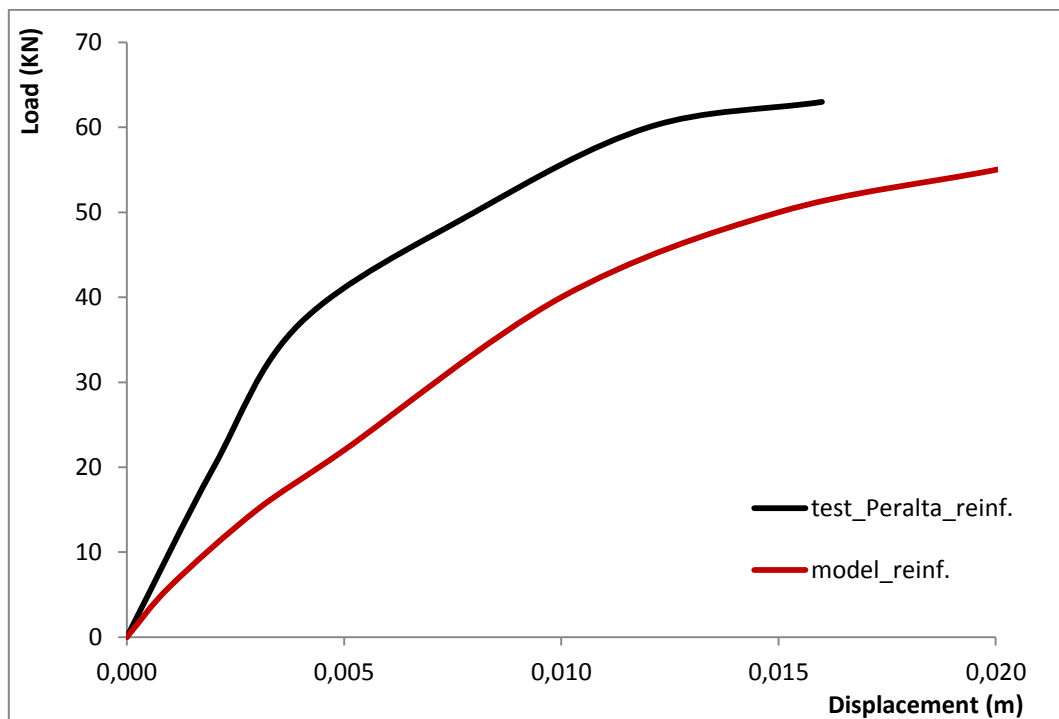


Εικόνα 9.12 Προσομοίωση του κόντρα πλακέ ως shell element.



Εικόνα 9.13 Προσομοίωση ενισχυμένου διαφράγματος

Το διάγραμμα δύναμης παραμόρφωσης όπως προκύπτει από το προσομοίωμα παρουσιάζεται παρακάτω σε ένα συγκριτικό διάγραμμα σε σχέση με τα αποτελέσματα των πειράματων της ομάδας των Peralta et al.



Εικόνα 9.14 Σύγκριση καμπύλων φορτίου-μετατόπισης για τον ενισχυμένο φορέα του πειράματος (test reinf.) & το προσομοίωμα (model_reinf.)

Πίνακας 47

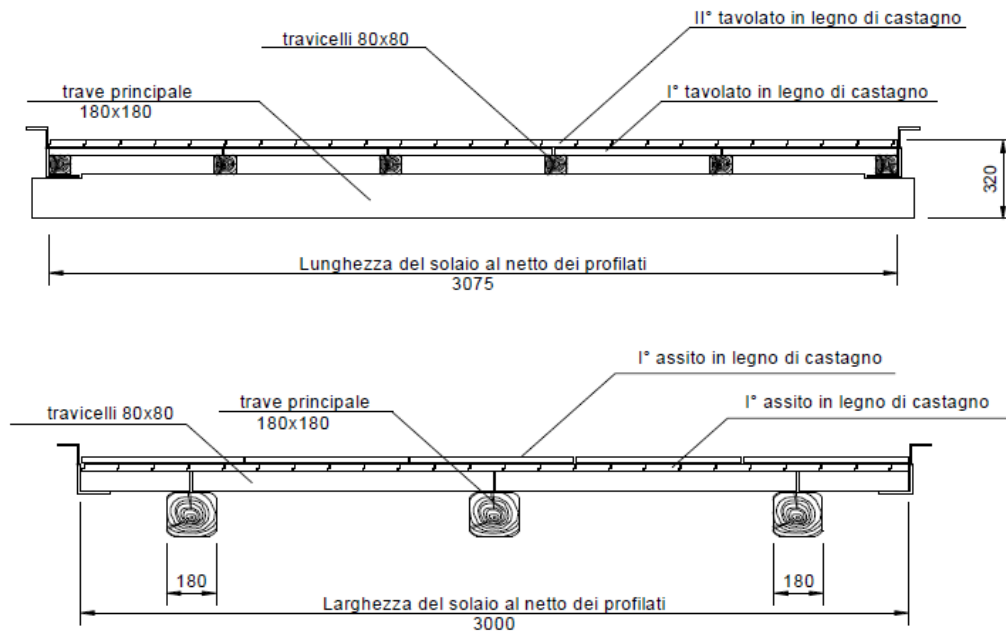
Σύγκριση Βασικών Μεγεθών ενισχυμένου φορέα & προσομοιώματος

PERALTA & BRACCI					
	Fu (kN)	dfu (m)	F _{1/3} (kN)	df _{1/3} (m)	K _{1/3} (kN/mm)
test_reinf.	63,00	0,016	21,00	0,002	10,500
model_reinf.	58,87	0,025	19,62	0,004	4,906

Όπως παρατηρούμε και στον ενισχυμένο φορέα , όπως και στον αρχικό , η προσομοίωση δεν απέχει από την πραγματική απόκριση του διαφράγματος όσον αφορά την παραλαμβανόμενη δύναμη, διαφέρει όμως σημαντικά στη δυσκαμψία.

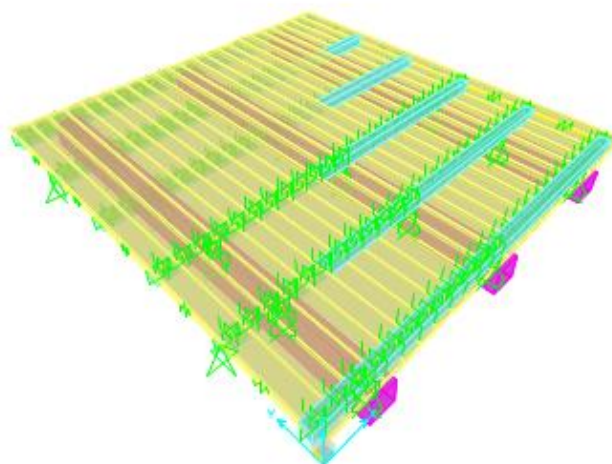
9.4. CORADI ET AL.

Το υπό μελέτη διάφραγμα ενισχύεται με μία επιπλέον στρώση σανίδων πάνω από το ήδη υπάρχον κατάστρωμα σε γωνία 90° από το αρχικό, προκειμένου να βελτιωθεί η εντός επιπέδου δυσκαμψία (Εικόνα 9.15).



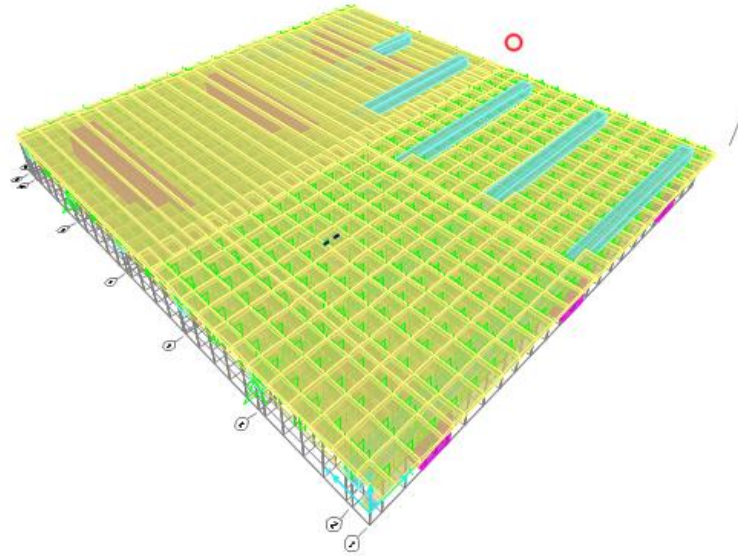
Εικόνα 9.15 Διατομή ενισχυμένου Πατώματος με ένα επιπλέον κατάστρωμα σε γωνία 90°

Ο αρχικός φορέας όπως είχε διαμορφωθεί στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζεται παρακάτω.

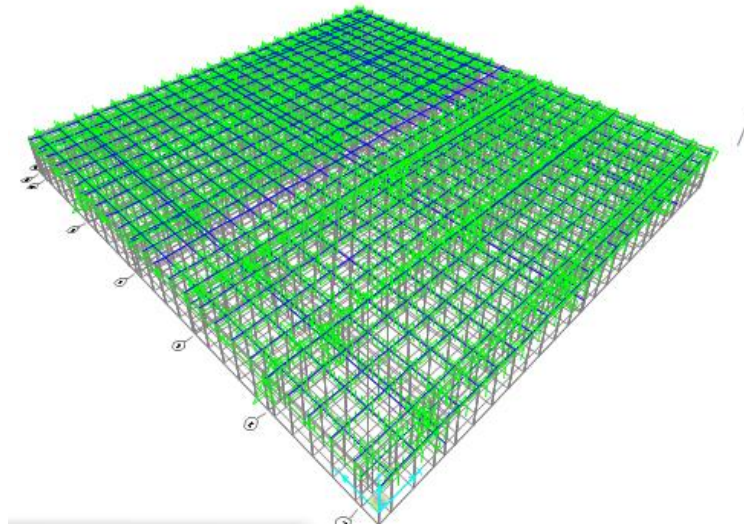


Εικόνα 9.16 Μη ενισχυμένο διάφραγμα

Στη συνέχεια τοποθετείται ακριβώς με του ίδιο τρόπο ένα επιπλέον κατάστρωμα με τις σανίδες αυτή τη φορά κάθετες στο ήδη υπάρχον (Εικόνα 9.17). Η προσομοίωση του φορέα λόγω της ύπαρξης πολλών συνδέσεων και μελών είναι αρκετά απαιτητική και χρήζει ιδιαίτερης προσοχής (Εικόνα 9.18).

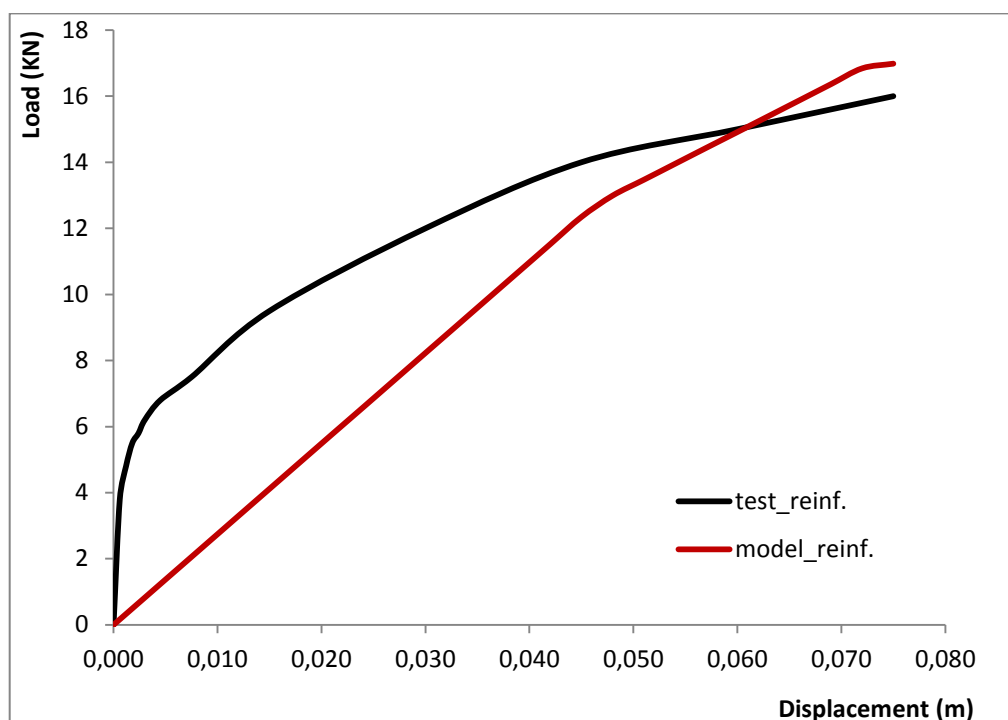


Εικόνα 9.17 Προσομοίωμα ενισχυμένου Διαφράγματος με ένα επιπλέον κατάστρωμα σε γωνία 90°



Εικόνα 9.18 Προσομοίωμα ενισχυμένου Διαφράγματος με εμφανείς τις συνδέσεις

Το διάγραμμα δύναμης παραμόρφωσης όπως προκύπτει από το προσομοίωμα παρουσιάζεται παρακάτω σε ένα συγκριτικό διάγραμμα σε σχέση με τα αποτελέσματα των πειράματων της ομάδας των Corradi et al.



Εικόνα 9.19 Σύγκριση καμπύλων φορτίου-μετατόπισης για τον ενισχυμένο φορέα του πειράματος (test reinf.) & το προσομοίωμα (model_reinf.)

Πίνακας 48

Σύγκριση Βασικών Μεγεθών ενισχυμένου φορέα & προσομοιώματος

CORRADI, reinforced floor with timber boards					
	Fu (kN)	dfu (m)	F _{1/3} (kN)	df _{1/3} (m)	K _{1/3} (kN/mm)
test_reinf.	16,00	0,075	5,33	0,017	0,314
model_reinf.	16,98	0,075	5,66	0,025	0,226

Όπως παρατηρούμε στον ενισχυμένο φορέα , αλλά και στον αρχικό , η προσομοίωση δεν απέχει από την πραγματική απόκριση του διαφράγματος όσον αφορά την παραλαμβανόμενη δύναμη ούτε στη δυσκαμψία.

10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής αναλύθηκε διεξοδικά η σημασία των διαφραγμάτων στις ιστορικές κατασκευές. Ασχοληθήκαμε με πέντε διαφορετικών διαστάσεων και τρόπου κατασκευής διαφράγματα και τις επεμβάσεις σε αυτά . Αναφερθήκαμε εκτεταμένως στα απλά διαφράγματα τα οποία συναντάμε ως επί το πλείστον στα ιστορικά κτίρια.

Στα προηγούμενα κεφάλαια καταδείχθηκε η ανεπάρκεια των απλών, μη ενισχυμένων διαφραγμάτων ,λόγω της μικρής εντός επιπέδου δυσκαμψία τους, να παραλάβουν οριζόντιες σεισμικές δράσεις .

Όσον αφορά στην πειραματική τεκμηρίωση μέσα από την Βιβλιογραφία, πρέπει να παρατηρήσουμε πως παρ'ότι η βιβλιογραφία περιέχει πῆθος πειραματικών εκστρατειών σχετικών με την ενίσχυση και τη συμπεριφορά των ξύλινων πατωμάτων η άμεση σύγκριση τους στην πλειονότητα των περιπτώσεων είναι σχεδόν αδύνατη. Αυτό οφείλεται στη μεγάλη ποικιλία των παραμέτρων , γεωμετρικών κατασκευαστικών και τεχνικών. Παρόλα αυτά μπορούν να εξαχθούν κάποια ποιοτικά συμπεράσματα όσον αφορά την απόκριση των ενισχυμένων πατωμάτων.

- Με βάση τα διαθέσιμα αποτελέσματα, μπορεί κανείς να συμπεράνει ότι η προσθήκη ενός δεύτερου στρώματος σανίδων (τοποθετημένο σε μία γωνία 45° ή 90° σε σχέση με το αρχικό στρώμα των σανίδων) μπορεί να καταστήσει το διάφραγμα επαρκώς άκαμπτο στο επίπεδό τους.
- Όλες οι προτεινόμενες επεμβάσεις βελτιώνουν τη δυσκαμψία του διαφράγματος , ωστόσο είναι σημαντικό να ληφθεί υπόψη και η αναστρεψιμότητα των επεμβάσεων , αλλά και η ευκολία εφαρμογής της.

Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι η παρουσίαση των αποτελεσμάτων των πειραμάτων δεν διευκολύνει την διεξαγωγή συγκρίσεων σε εκτενές επίπεδο. Ακόμη και ο ορισμός όρων και μεγεθών διαφέρει , ενώ πολλές φορές παραλείπονται ιδιαίτερα χρήσιμες πληροφορίες όσον αφορά τα τεχνικά χαρακτηριστικά των υλικών και των διατάξεων.

Όσον αφορά τα αριθμητικά μοντέλα πρόβλεψης , ο κύριος στόχος ήταν η ανάπτυξη ενός προσομοιώματος το οποίο να είναι σε θέση να μιμηθεί την συμπεριφορά του διαφράγματος κατά την επιβολή οριζόντιων φορτίσεων, έτσι ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως μέρος της προσομοίωσης σε πιο πολύπλοκα μοντέλα κτιρίων.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να σημειωθεί πως οι διαθέσιμες πληροφορίες για τα πειράματα είναι συχνά ανεπαρκείς ενώ παράμετροι όπως οι διαστάσεις των ήλων , το υλικό κατασκευής τους ,τα όρια διαρροής του , και η θλιπτική αντοχή του ξύλου του πατώματος , παραλείπονται με αποτέλεσμα την θεώρηση πραδοχών που ενέχουν αβεβαιότητες.

Ακόμη , δεν είναι αρκετά εκτενής η παρουσίαση των πειραματικών διατάξεων με αποτέλεσμα κατα την προσομοίωση να προκύπτουν αβεβαιότητες όσον αφορά τις στηρίξεις , τον τρόπο επιβολής του φορτίου , τις εκκεντρότητες που εμφανίζονται κτλ.

Προκειμένου να εξασφαλίσουμε την αξιοπιστία του προσομοιώματος του δαπέδου , ερευνήθηκαν εκτενώς οι παράμετροι της προσομοίωσης και ειδικότερα αυτοί της προσομοίωσης των συνδέσεων αφού διαδραματίζουν καθοριστικό ρόλο στην συμπεριφορά του διαφράγματος.

Λάβαμε υπόψη μας τόσο θεωρητικά μοντέλα (δράση βλήτρου) ,όσο και πειραματικά (Wilson) αλλά και μοντέλα που είχαν προκύψει από πειραματικές δοκιμές σε διαφράγματα πραγματικού μεγέθους (Niker –UNIPD) προκειμένου να καθορίσουμε την ακριβέστερη και πιο αξιόπιστη προσομοίωση . Η έλλειψη όμως συστηματικών πειραματικών δοκιμών με κοινά χαρακτηριστικά , αλλά και η αβεβαιότητα ορισμένων παραμέτρων οδήγησαν σε αποκλίσεις στις προσομοιώσεις. Ωστόσο τα αποτελέσματα που λάβαμε ήταν ικανοποιητικά και επιβεβαιώνουν ως ένα βαθμό τις πειραματικές δοκιμές.

Από τη διερεύνηση της σημασίας των συνδέσεων προκύπτουν αρκετά ενδιαφέρονται συμπεράσματα όσον αφορά την συμπεριφορά των συνδέσεων και την επίδραση που έχουν στην απόκριση τόσο των πραγματικών διαφραγμάτων όσο και στην προσομοίωση τους.

- Παρατηρώντας τα διαγράμματα που έχουν προκύψει κατά την εφαρμογή σε όλα τα διαγράμματα, προκύπτει πως η θεωρία της δράσης βλήτρου δίνει ιδιαίτερα γραμμική συμπεριφορά καθιστώντας ιδιαίτερα δύσκαμπτες τις συνδέσεις με αποτέλεσμα στην πλειονότητα των περιπτώσεων να δίνουν παρόμοιες αποκρίσεις με τα πειραματικά δεδομένα , χωρίς να μπορούν όμως να προσομοιάσουν την συμπεριφορά του φορέα και να δώσουν όρια διαρροής.
- Όσον αφορά τις δοκιμές του Wilson μπορούμε να παρατηρήσουμε πως και οι νέες αλλά και οι διασωθείσες συνδέσεις παρουσίασαν εξαιρετικά γραμμική συμπεριφορά με παρόμοιο υστερητικό σχήμα και όχι διακριτό σημείο διαρροής. Οι διασωθείσες συνδέσεις, παρουσίασαν μειωμένες σημαντικά αποκρίσεις σε σύγκριση με τις νέες συνδέσεις, υποδεικνύοντας ότι η ακεραιότητα των συνδέσεων επιδεινώνεται κατά τη διάρκεια της ζωής τους. Η δυσκαμψία των συνδέσεων φαίνεται να είναι έως και 66% μικρότερη για τις παλαιές συνδέσεις, με αποτέλεσμα την αύξηση της σχετικής μετατοπίσης δύο έως τέσσερις φορές από αυτή που καθορίζεται για τις νέες συνδέσεις των.
- Όσον αφορά τέλος τα πειράματα του UNIPD αποτελούν τα μόνα από τα πειράματα που παρουσιάζουν ιδιαίτερα μη γραμμική συμπεριφορά με ευδιάκριτο σημείο διαρροής , μικρή δυσκαμψία , μικρή φέρουσα ικανότητα και ιδιαίτερα μεγάλες μετακινήσεις . Αυτή η διαφορετική απόκριση των συνδέσεων μπορεί να οφείλεται στο γεγονός πως η συνδέσεις δεν δοκιμάστηκαν μόνες τους σε δοκίμια , τμήματα ενός πατώματος , αλλά αντίθετα στο πλαίσιο των πειραμάτων στα διαγράμματα του UNIPD , κατά τη διάρκεια φόρτισης ολόκληρου του πατώματος.

Οι διαφορές των καμπύλων φορτίου-σχετικής μετακίνησης μεταξύ των διαφορετικών συνδέσεων δεν είναι εύκολο να εξηγηθούν καθώς υπάρχουν αρκετές ασάφειες στην βιβλιογραφική παρουσίαση των πειραμάτων για τις συνδέσεις.

Εποπτικά, διαπιστώθηκε πως οι καμπύλες δύναμης μετατόπισης για τα πατώματα που έχουν προσομοιωθεί με τις συνδέσεις που προκύπτουν από τη θεωρία δράσης βλήτρου και από αυτές του Niker_UNIPD συγκλίνουν μεταξύ τους και δίνουν παρόμοια μέγιστη δύναμη, ενώ παρουσιάζουν αποκλίσεις στη δυσκαμψία. Αντίθετα τα πατώματα που προσομοιώθηκαν με τη χρήση των συνδέσεων του Wilson τόσο για τις παλιές συνδέσεις όσο και για τις νέες, δίνουν σταθερά πολύ μεγαλύτερες αποκρίσεις κυρίως όσον αφορά την μέγιστη αντοχή.

- Η χρήση της θεωρίας βλήτρου φαίνεται να προσομοιάζει ικανοποιητικά την πλειονότητα των πειραμάτων για το απλό πάτωμα όσο και για την ενίσχυση που προσομοιώθηκε. Εξαιρέση στα παραπάνω αποτελεί το πείραμα της ομάδας των Piazza & Baldessari τα οποία προσομοιώνονται καλύτερα με την χρήση των συνδέσεων του Wilson.
- Στις περισσότερες προσομοιώσεις με τη χρήση της θεωρίας βλήτρου , οι τελικές τιμές αντοχής είναι κοντά σε αυτές των πειραμάτων , χωρίς όμως να αποδίδεται σωστά η καμπύλη διαρροής .
- Τα προσομοιώματα παρουσιάζουν μια πιο γραμμικά συμπεριφορά από τα πραγματικά πατώματα , πιθανώς γιατί δεν είναι επαρκώς προσομοιωμένη η συμπεριφορά των συνδέσεων.

Μετά τις παραπάνω διαπιστώσεις , προτείνεται η σύσταση μια βάσης δεδομένων με όλες τις σχετικές δημοσιεύσεις. Στην βάση αυτή θα έπρεπε να υπάρχει ένα μοντέλο παρουσίασης των πειραματικών δεδομένων, ώστε να μπορούν να αξιολογηθούν ποσοτικά. Χρησιμοποιώντας την παραπάνω βάση δεδομένων θα μπορούσαν να γίνουν τόσο βιβλιογραφικές παρατηρήσεις όσο και αριθμητικές προσομοιώσεις ώστε να μπορέσει να δημιουργηθεί ένα αξιόπιστο προσομοίωμα των διαφραγμάτων.

Αξίζει να σημειωθεί ότι ύψιστης σημασίας στο σύνολο της συμπεριφοράς των ιστορικών κτιρίων δεν αποτελούν τα διαφράγματα αυτά κάθε αυτά αλλά κυρίως οι συνδέσεις τους με την περιμετρική τοιχοποιία . Για τον παραπάνω λόγο θα ήταν εξαιρετικά χρήσιμη η προσομοίωση ενός ολόκληρου κτιρίου από τοιχοποιία στο οποία θα τοποθετούνταν τα διαφράγματα και οι ενισχύσεις σε αυτά. Τότε θα μπορούσαμε να καταλήξουμε σε ασφαλή συμπεράσματα για την επίδραση των διαφραγμάτων στην συμπεριφορά των λιθόκτιστων κατασκευών.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Baldessari C., Piazza M., Pederzolini S., (2008), "*Prove sperimentali nel piano di solai lignei diversamente rinforzati*", DIMS, Università di Trento, Technical Report n. 30
- Baldessari C., Piazza M., Tomasi R., (2009), "*The refurbishment of existing timber floors: characterization of the in-plane behavior*", Prohitech International Conference, 2009, June 21-24, Roma, Elsevier Science, ISBN 978-0-415-55804-4, vol. 1: 255-260
- Baldessari, C. (2010). "*In-plane behaviour of differently refurbished timber floors,*" Ph.D.thesis, The University of Trento, Trento, Italy.
- Brignola A., Pampanin S., Podestà S., (2008), "*In-plane stiffness of wooden floors*", NZSEE 2008 Annual Conference, 11-13 April 2008, Wairakei Taupo, New Zealand
- Brignola, A. (2009). "*Evaluation of the in-plane stiffness of timber floors for the performance-based retrofit of URM buildings,*" Ph.D. thesis, University of Genoa, Italy.
- Corradi, M., Speranzini, E., Borri, A., and Vignoli, A. (2006). "*In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP.*" *Composites Part B: Engineering*, 37(4-5), 310-319.
- Foschi, R. O. (1974). "*Load-slip characteristics of nails.*" *Journal of Wood Science*, 7(1), 69-76.
- Foschi, R. O. (1977). "*Analysis of wood diaphragms and trusses. Part I: Diaphragms.*" *Canadian Journal of Civil Engineering*, 4(3), 345-352.
- Foschi, R. O. (2000). "*Modeling the hysteretic response of mechanical connections for wood structures.*" *Proceedings World Conference of Timber Engineering*, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Foschi, R. O., and Bonac, T. (1977). "*Load-slip characteristics for connections with common nails.*" *Journal of Wood Science*, 9(3), 118-123.

Giongo, I., Piazza, M., and Tomasi, R. (2011). "*Pushover analysis of traditional masonry buildings: influence of refurbished timber-floor stiffness.*" International conference on structural health assessment of timber structures, Lisbon, Portugal, 16-17 June.

McLain, T. E. (1975). "*Curvilinear Load-Slip Relations in Laterally-Loaded Nailed Joints.*" Ph.D. dissertation, Department of Forest and Wood Sciences, Colorado State University, Fort Collins.

Peralta, D. F. (2003). "*Seismic Performance of Rehabilitated Wood Diaphragms,*" Ph.D. thesis, Texas A&M University, College Station, Texas.

Peralta D. F., Bracci J. M. and Hueste M. B. D. (2004), "*Seismic Behavior of Wood Diaphragms in Pre-1950s Unforced masonry buildings*", Journal of structural Engineering, Vol. 130, n°12.

Piazza M., Baldessari C., Tomasi R., Acler E., (2008), "*Behaviour of refurbished timber floors characterized by different in-plane stiffness*", Proceedings 6th International conference: "Structural Analysis of Historical Constructions", 2008, July 2-4, Bath, U.K., CRC-Press, Balkema, ISBN 978-0-415-48107-6, vol. 2: 843-850

Τάσιος Θ. Π., "*Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων*" , 2012-2013, Εκδόσεις Συμμετρία , Athens, Greece (in Greek).

Valluzzi M.R., Garbin E., Dalla Benetta M. & Modena C., (2008), "*Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floors*", Proceedings 6th International conference: "Structural Analysis of Historical Constructions", 2008, July 2-4, Bath, U.K., CRC-Press, Balkema, vol. 2, 755-762

Valluzzi M.R., Garbin E., Dalla Benetta M., Modena C., (2010) "*In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings*", atti del World Conference on Timber Engineering.

Vintzileou E. , "*Testing Historic Masonry Elements and/or Building Models*"

Wilson A. "*Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings*" , The University of Auckland

Zaopo N. (2011). *“Valutazione sperimentale dell’efficacia di interventi di miglioramento sismico di solai in legno rinforzati nel piano.”*, Diploma Dissertation, University of Padova.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Valluzzi et al.

Πρόκειται για το ξύλινο δάπεδο χωρίς ενίσχυση, διαστάσεων $(2,2 \times 2,2 \text{ m})$, το οποίο αναφέρεται ως FMSB, αποτελείται από απλές ξύλινες δοκούς και ένα εγκάρσιο κατάστρωμα. Ειδικότερα, πέντε δοκοί διατομής $12 \times 14 \text{ cm}$, και ένα βασικό πέτσωμα πλάτους 135 mm και πάχους 20 mm , χρησιμοποιήθηκαν. Ξύλο ερυθρελάτης χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή όλων των στοιχείων. Κάθε σανίδα ενώθηκε με κάθε δοκό με τη βοήθεια 2 ήλων $\text{Ø}2,75 \times 60 \text{ mm}$, για ένα σύνολο 32 καρφιών ανά δοκό και 10 καρφιών ανά σανίδα. Σύμφωνα με τα παραπάνω έγινε αναγωγή των σχέσεων των συνδέσεων όπως παρουσιάζονται στο τέταρτο κεφάλαιο, παράγραφος 4.1.4. , τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται συνοπτικά με τη βοήθεια των επόμενων πινάκων , ενώ ακολουθεί και ένα εποπτικό διάγραμμα με τις ανηγμένες πλέον τιμές , προκειμένου να είναι εύκολη η αξιολόγησή τους.

Πίνακας 49

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Wilson_Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ & Ν. Ζηλανδία

Wilson_ Νέες συνδέσεις ΗΠΑ				Wilson_ Νέες συνδέσεις Ν.Ζηλανδία			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=3.15 mm		d=2.75 mm		d=3.33 mm		d=2.75 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.012	-1.28	-0.00524	-0.92983	-0.006	-1.22	-0.01048	-0.97556
-0.00017	-0.22	-0.0001	-0.16005	-0.00012	-0.21	-0.00015	-0.16767
0	0	0	0	0	0	0	0
0.00007	0.28	8.73E-05	0.175296	0.0001	0.23	6.11E-05	0.213404
0.012	1.62	0.006111	1.051776	0.007	1.38	0.010476	1.234694

Πίνακας 50

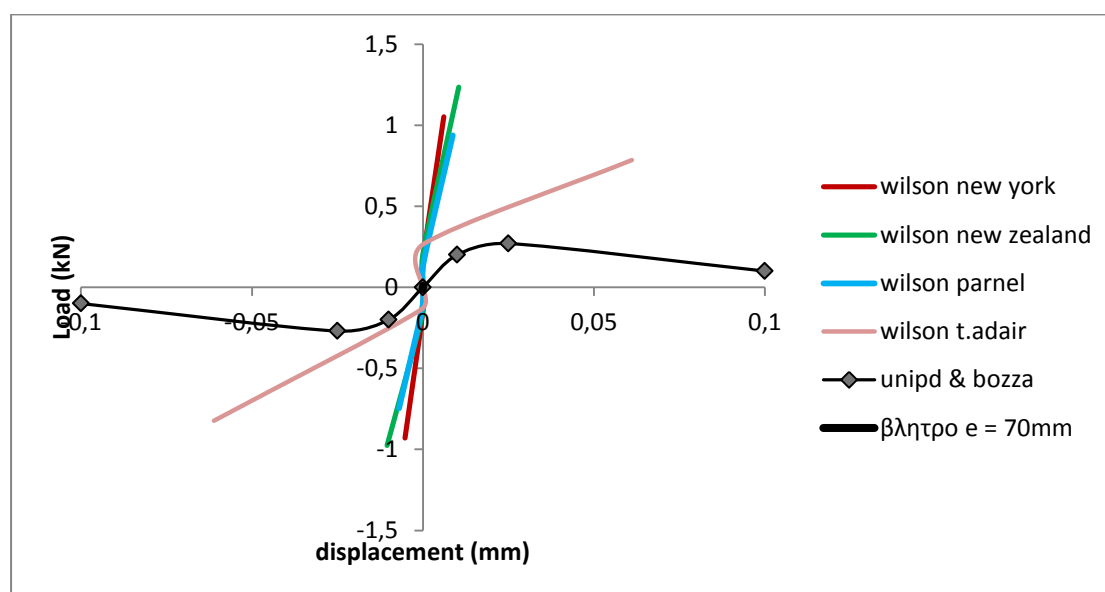
Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Wilson_Παλαιές συνδέσεις, Parnell & T.Adair

Wilson_Παλαιές συνδέσεις Parnell				Wilson_Παλαιές συνδέσεις T.Adair			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=2.95 mm		d=2.75 mm		d=2.95 mm		d=2.75 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.008	-0.98	-0.00698	-0.74691	-0.07	-1.08	-0.06111	-0.82313
-0.00028	-0.17	-0.00024	-0.12957	-0.00057	-0.18	-0.0005	-0.13719
0	0	0	0	0	0	0	0
0.00031	0.21	0.000271	0.160053	0.00018	0.35	0.000157	0.266755
0.01	1.23	0.00873	0.937453	0.07	1.03	0.061111	0.785021

Πίνακας 51

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Δράση Βλήτρου & Niker_UNIPD

Δράση Βλήτρου		Niker_UNIPD	
d=2.75 mm		d=2.75 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.00014	-0.011	-0.1	-0.1
-2.3E-05	-0.0077	-0.025	-0.27
-1.7E-05	-0.0055	-0.01	-0.2
0	0	0	0
1.65E-05	0.0055	0.01	0.2
0.000023	0.0077	0.025	0.27
0.00014	0.011	0.1	0.1



Εικόνα 0.1 Διαγράμματα δύναμης - σχετικής μετακινήσεως για όλες τις συνδέσεις

ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ M. Piazza , C. Baldessari & R. Tomasi

Σε αυτή τη δημοσίευση, θεωρείται ένα απλό δάπεδο ξυλείας, όπου τα δοκάρια έχουν διατομή 18 x 18 cm, σε απόσταση 50cm, σύνηθες σύστημα για την κατασκευή του πατώματος στα ιταλικά ιστορικά κτίρια. Το κατάστρωμα αποτελείται από ένα απλό στρώμα από σανίδες ξύλου (3 cm), τοποθετημένες σταυρωτά και καρφωμένες στις ξύλινες δοκούς (4 καρφιά ,μήκους 80mm και πλάτους 2,80 mm, ανά τομή μεταξύ σανίδας και δοκού). Σύμφωνα με τα παραπάνω έγινε αναγωγή των σχέσεων των συνδέσεων όπως παρουσιάζονται στο τέταρτο κεφάλαιο, παράγραφος 4.1.4. , τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται συνοπτικά με τη βοήθεια των επόμενων πινάκων , ενώ ακολουθεί και ένα εποπτικό διάγραμμα με τις ανηγμένες πλέον τιμές , προκειμένου να είναι εύκολη η αξιολόγησή τους.

Πίνακας 52

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Wilson_Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ & Ν. Ζηλανδία

Wilson_Νέες συνδέσεις ΗΠΑ				Wilson_Νέες συνδέσεις Ν.Ζηλανδία			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=3.15 mm		d=2.80 mm		d=3.33 mm		d=2.80 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.012	-1.28	-0.00533	-0.96395	-0.006	-1.22	-0.01048	-1.01136
-0.00017	-0.22	-0.00011	-0.16593	-0.00012	-0.21	-0.00015	-0.17383
0	0	0	0	0	0	0	0
0.00007	0.28	8.89E-05	0.181728	0.0001	0.23	6.11E-05	0.221235
0.012	1.62	0.006222	1.09037	0.007	1.38	0.010476	1.28

Πίνακας 53

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Wilson_Παλαιές συνδέσεις, Parnell & T.Adair

Wilson_Παλαιές συνδέσεις Parnell				Wilson_Παλαιές συνδέσεις T.Adair			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=2.95 mm		d=2.80 mm		d=2.95 mm		d=2.80 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.008	-0.98	-0.00711	-0.74691	-0.07	-1.08	-0.06222	-0.85333
-0.00028	-0.17	-0.00025	-0.12957	-0.00057	-0.18	-0.00051	-0.14222
0	0	0	0	0	0	0	0
0.00031	0.21	0.000276	0.160053	0.00018	0.35	0.00016	0.276543
0.01	1.23	0.008889	0.937453	0.07	1.03	0.062222	0.813827

Πίνακας 54

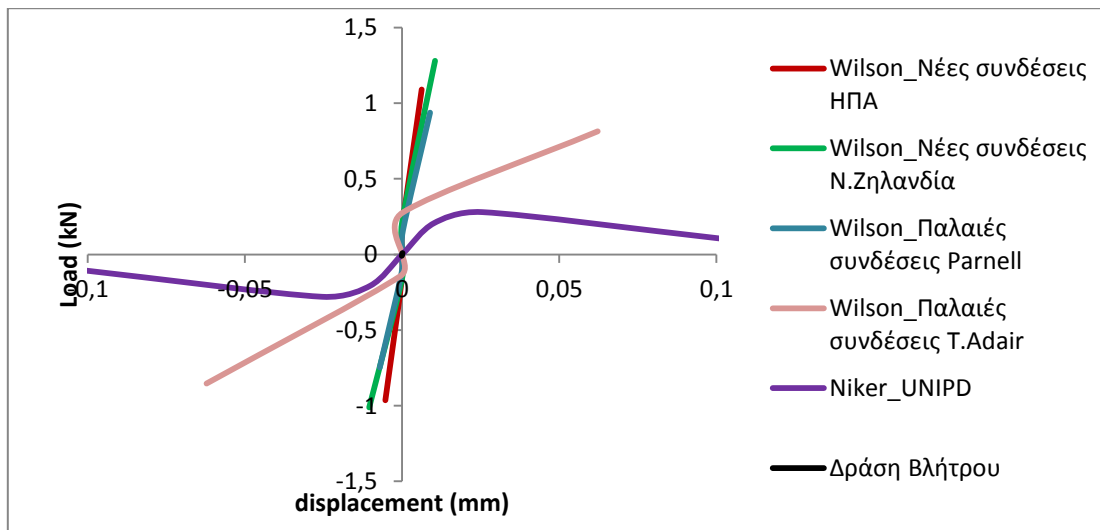
Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Niker_UNIPD

Niker_UNIPD			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=2.75 mm		d=2.80 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.1	-0.1	-0.10182	-0.10367
-0.025	-0.27	-0.02545	-0.27991
-0.01	-0.2	-0.01018	-0.20734
0	0	0	0
0.01	0.2	0.010182	0.207339
0.025	0.27	0.025455	0.279907
0.1	0.1	0.101818	0.103669

Πίνακας 55

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Δράση Βλήτρου

Δράση Βλήτρου	
d=2.80 mm	
dis(m)	Load (kN)
-0.00014	-0.009
-2.3E-05	-0.0063
-1.7E-05	-0.0045
0	0
1.65E-05	0.0045
0.000023	0.0063
0.00014	0.009



Εικόνα 0.2 Διαγράμματα δύναμης - σχετικής μετακινήσεως για όλες τις συνδέσεις

ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ D. Peralta , J. Bracci & M. B. Hueste

Όλα τα δείγματα του δαπέδου που έγιναν κατά τη διάρκεια της πειραματικής αυτής της εκστρατείας έχουν τυποποιημένες διαστάσεις 7,32 x 3,66 m, και είναι κατασκευασμένα από ξύλινα στοιχεία "Southern Pine". Το βασικό δείγμα ονομάζεται MAE-1 είναι ένα παράδειγμα της τυπικής κατασκευής ξύλινου πατώματος, με κύριες δοκούς διατομής 38x235 mm, πάνω από τις οποίες τοποθετούνται ξύλινες σανίδες κάθετα στις δοκούς. Οι σανίδες αποτελούνται από θηλυκό και αρσενικό με διατομή 19x89 mm και χρησιμοποιείται ένα καρφί (διαμέτρου 4,125mm και μήκους 76,2mm) ανά διεπιφάνεια σανίδας δοκού . Σύμφωνα με τα παραπάνω έγινε αναγωγή των σχέσεων των συνδέσεων όπως παρουσιάζονται στο τέταρτο κεφάλαιο, παράγραφος 4.1.4. , τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται συνοπτικά με τη βοήθεια των επόμενων πινάκων , ενώ ακολουθεί και ένα εποπτικό διάγραμμα με τις ανηγμένες πλέον τιμές , προκειμένου να είναι εύκολη η αξιολόγησή τους.

Πίνακας 56

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Wilson_Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ & Ν. Ζηλανδία

Wilson_ Νέες συνδέσεις ΗΠΑ				Wilson_ Νέες συνδέσεις Ν.Ζηλανδία			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=3.15 mm		d=4.125 mm		d=3.33 mm		d=4.125 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.012	-1.28	-0.00786	-2.09212	-0.006	-1.22	-0.01571	-2.19501
-0.00017	-0.22	-0.00016	-0.36012	-0.00012	-0.21	-0.00022	-0.37727
0	0	0	0	0	0	0	0
0.00007	0.28	0.000131	0.394416	0.0001	0.23	9.17E-05	0.480159
0.012	1.62	0.009167	2.366497	0.007	1.38	0.015714	2.778061

Πίνακας 57

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Wilson_Παλαιές συνδέσεις, Parnell & T.Adair

Wilson_ Παλαιές συνδέσεις Parnell				Wilson_ Παλαιές συνδέσεις T.Adair			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=2.95 mm		d=4.125 mm		d=2.95 mm		d=4.125 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.008	-0.98	-0.01048	-1.68056	-0.07	-1.08	-0.09167	-1.85204
-0.00028	-0.17	-0.00037	-0.29152	-0.00057	-0.18	-0.00075	-0.30867
0	0	0	0	0	0	0	0
0.00031	0.21	0.000406	0.360119	0.00018	0.35	0.000236	0.600198
0.01	1.23	0.013095	2.109269	0.07	1.03	0.091667	1.766298

Πίνακας 58

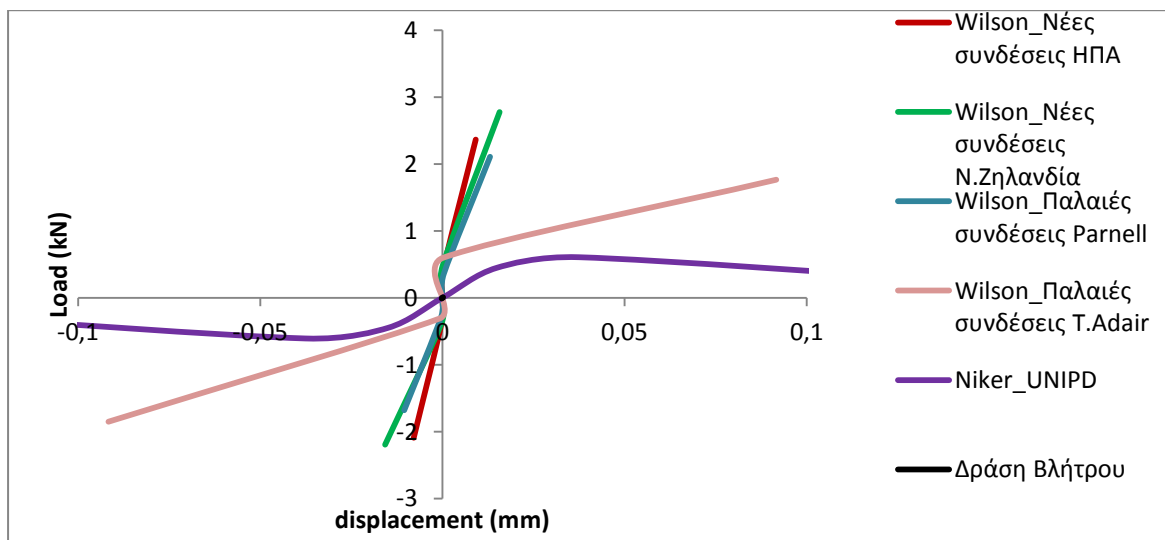
Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Niker_UNIPD

Niker_UNIPD			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=2.75 mm		d=4.125 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.1	-0.1	-0.15	-0.225
-0.025	-0.27	-0.0375	-0.6075
-0.01	-0.2	-0.015	-0.45
0	0	0	0
0.01	0.2	0.015	0.45
0.025	0.27	0.0375	0.6075
0.1	0.1	0.15	0.225

Πίνακας 59

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Δράση Βλήτρου

Δράση Βλήτρου	
d=4.125 mm	
dis(m)	Load (kN)
-0.00021	-0.009
-3.5E-05	-0.0063
-2.5E-05	-0.0045
0	0
2.48E-05	0.0045
3.51E-05	0.0063
0.000206	0.009



Εικόνα 0.3 Διαγράμματα δύναμης - σχετικής μετακινήσεως για όλες τις συνδέσεις

ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ Corradi et al.

Τα δάπεδα που εξετάστηκαν είναι μίας κατεύθυνσης ,και αποτελούνται από μια κύρια δομή (δοκοί από ξύλο καστανιάς) και μία δευτερεύουσα δομή (σανίδες). Ο πειραματισμός διεξήχθη σε δείγματα από δάπεδα 3m x 3m. Οι εργαστηριακές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα δαπέδων από ξύλο καστανιάς ,με πρωτογενή δομή που αποτελείται από τρεις δέσμες 3100 mm x 180 mm x 180 mm τοποθετημένων σε απόσταση 1100 mm. Ξύλινα δοκάρια διαστάσεων 1100 mm x 80 mm x 80 mm τοποθετήθηκαν πάνω από τις δοκούς. Το σανίδωμα αποτελούνταν από ξύλινα στοιχεία με μήκος 600 mm . Κάθε σανίδα ενώθηκε με κάθε δοκό με τη βοήθεια 3 ήλων $\varnothing 2,75 \times 60$ mm. Σύμφωνα με τα παραπάνω έγινε αναγωγή των σχέσεων των συνδέσεων όπως παρουσιάζονται στο τέταρτο κεφάλαιο, παράγραφος 4.1.4. , τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται συνοπτικά με τη βοήθεια των επόμενων πινάκων , ενώ ακολουθεί και ένα εποπτικό διάγραμμα με τις ανηγμένες πλέον τιμές , προκειμένου να είναι εύκολη η αξιολόγησή τους.

Πίνακας 60

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Wilson_Νέες συνδέσεις, ΗΠΑ & Ν. Ζηλανδία

Wilson_Νέες συνδέσεις ΗΠΑ				Wilson_Νέες συνδέσεις Ν.Ζηλανδία			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=3.15 mm		d=2.75 mm		d=3.33 mm		d=2.75 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.012	-1.28	-0.00524	-0.92983	-0.006	-1.22	-0.01048	-0.97556
-0.00017	-0.22	-0.0001	-0.16005	-0.00012	-0.21	-0.00015	-0.16767
0	0	0	0	0	0	0	0
0.00007	0.28	8.73E-05	0.175296	0.0001	0.23	6.11E-05	0.213404
0.012	1.62	0.006111	1.051776	0.007	1.38	0.010476	1.234694

Πίνακας 61

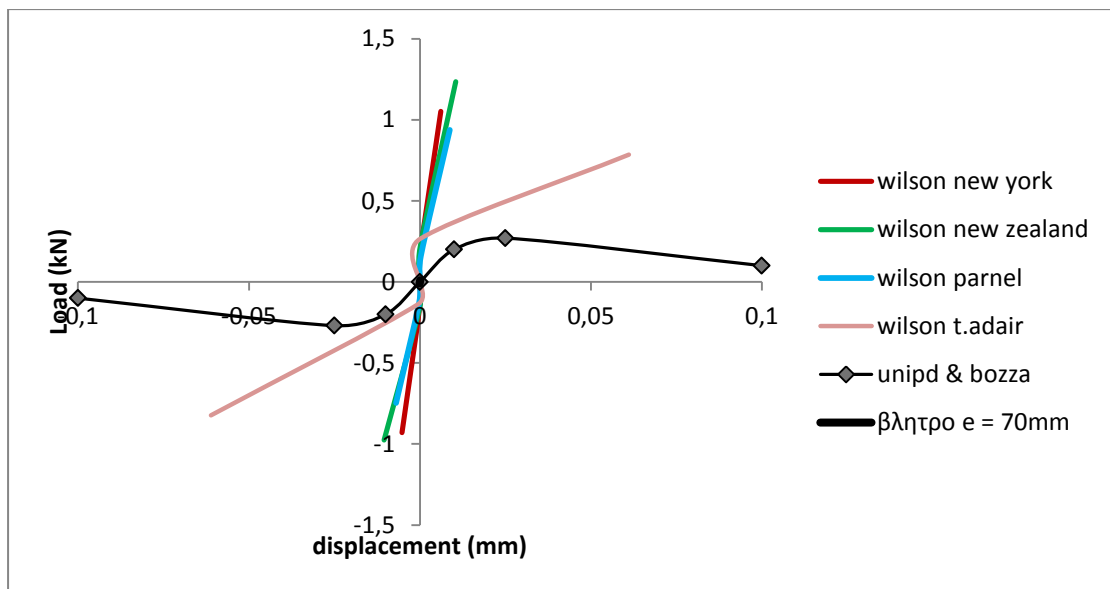
Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Wilson_Παλαιές συνδέσεις, Parnell & T.Adair

Wilson_Παλαιές συνδέσεις Parnell				Wilson_Παλαιές συνδέσεις T.Adair			
ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΡΧΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ		ΑΝΗΓΜΕΝΑ ΜΕΓΕΘΗ	
d=2.95 mm		d=2.75 mm		d=2.95 mm		d=2.75 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.008	-0.98	-0.00698	-0.74691	-0.07	-1.08	-0.06111	-0.82313
-0.00028	-0.17	-0.00024	-0.12957	-0.00057	-0.18	-0.0005	-0.13719
0	0	0	0	0	0	0	0
0.00031	0.21	0.000271	0.160053	0.00018	0.35	0.000157	0.266755
0.01	1.23	0.00873	0.937453	0.07	1.03	0.061111	0.785021

Πίνακας 62

Συνάρτηση φορτίου-σχετικής μετακίνησης για Δράση Βλήτρου & Niker_UNIPD

Δράση Βλήτρου		Niker_UNIPD	
d=2.75 mm		d=2.75 mm	
dis(m)	Load (kN)	dis(m)	Load (kN)
-0.00014	-0.011	-0.1	-0.1
-2.3E-05	-0.0077	-0.025	-0.27
-1.7E-05	-0.0055	-0.01	-0.2
0	0	0	0
1.65E-05	0.0055	0.01	0.2
0.000023	0.0077	0.025	0.27
0.00014	0.011	0.1	0.1



Εικόνα 0.4 Διαγράμματα δύναμης - σχετικής μετακινήσεως για όλες τις συνδέσεις