



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποκατάσταση Ιερού Ναού στη Norcia-Ιταλία με μεταλλικά στοιχεία



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μαρία Α. Στεφανιώτου

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιούλιος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/15

Στεφανιώτου Μ. Α. (2017).
Αποκατάσταση Ιερού Ναού στη Norcia –Ιταλία με μεταλλικά στοιχεία
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/15
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Stefaniotou M. A. (2017).
Restoration of church at Norcia-Italy with steel elements
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017/15
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	7
Abstract	8
Ευχαριστίες	9
1 Εισαγωγή.....	11
1.1 Η Βασιλική ως αρχιτεκτονικός ρυθμός.....	11
1.2 Η Βασιλική ως εκκλησιαστικός τίτλος.....	14
1.3 Η Βασιλική του Αγίου Βενέδικτου στη Norcia της Ιταλίας πριν τους σεισμούς του 2016	15
1.4 Το γεωμορφολογικό προφίλ της Ιταλίας κι οι καταστροφικοί σεισμοί του 2016	17
1.5 Τεχνικές εργασίες επέμβασης σε υφιστάμενα κτίρια	18
1.6 Αποκατάσταση της βασιλικής του Αγίου Βενέδικτου στη Norcia.....	19
2 Μόρφωση φορέα	21
2.1 Υπολογισμός βασικών διαστάσεων της βασιλικής	21
2.2 Μόρφωση μεταλλικού φέροντος οργανισμού	22
2.2.1 Παραδοχές-Περιορισμοί	22
2.2.2 Τελικός φορέας	22
2.2.3 Διατομές του μεταλλικού φέροντος οργανισμού	24
2.2.4 Υλικά.....	28
3 Δράσεις- Συνδυασμοί δράσεων	29
3.1 Γενικά Στοιχεία	29
3.2 Μόνιμες δράσεις.....	29
3.2.1 Ίδιον βάρος μεταλλικού φέροντος οργανισμού, οπτοπλινθοδομών και λίθινων	30
τοιχών	30
3.2.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία στέγης	30
3.2.3 Σημειακά φορτία αψίδων	30
3.3 Μεταβλητές δράσεις.....	30
3.3.1 Δράσεις χιονιού.....	30
3.3.2 Δράσεις Ανέμου	34
3.4 Σεισμικές Δράσεις	44
3.4.1 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση.....	44
3.4.2 Επιλογή τιμών παραμέτρων για την κατασκευή της μελέτης	48
3.5 Συνδυασμοί φορτίσεων	48
3.5.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας	48
3.5.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	49
3.5.3 Συνδυασμοί δράσεων επί της κατασκευής.....	49
4 Ανάλυση κι έλεγχος φορέα.....	51
4.1 Σχεδιασμός του προσομοιώματος στο λογισμικό SAP2000	51
4.2 Επιλογή τύπου ανάλυσης κι έλεγχου αντοχής διατομών	53
4.2.1 Κατάταξη διατομών	53
4.2.2 Αντοχή διατομών	56
4.3 Αντοχή μελών.....	58
4.4 Αποτελέσματα ανάλυσης κι έλεγχου μελών κατασκευής	59
4.4.1 Έλεγχος υποστλωμάτων.....	59
4.4.2 Έλεγχος πλαγιοτεγίδων	62
4.4.3 Έλεγχος δικτυωμάτων κυρίως ναού.....	64
4.4.4 Έλεγχος δικτυωμάτων πτέρυγας σταυρού	68

4.4.5 Έλεγχος τεγίδων κυρίως ναού.....	73
4.4.6 Έλεγχος τεγίδας πτέρυγας ναού	75
4.5 Μετακινήσεις κατασκευής	77
4.6 Τάσεις στην τοιχοποιία από πέτρα κι από οπτοπλινθοδομή.....	79
5 Δυναμική ανάλυση	83
6 Συνδέσεις.....	85
6.1 Σύνδεση δοκών, υποστυλώματος, δικτυωμάτων κυρίως ναού και πτέρυγας σταυρού	86
6.2 Σύνδεση (2) υποστυλώματος και πλευρικών δικτυωμάτων	87
6.3 Σύνδεση (3) άνω μέρος δικτυώματος πτέρυγας σταυρού.....	88
6.4 Σύνδεση (4) δοκών και υποστυλώματος	90
6.5 Σύνδεση (5) δικτυώματος, δοκών και υποστυλώματος.....	91
6.6 Σύνδεση (6) άνω τμήμα δικτυώματος κυρίως ναού	92
6.7 Σύνδεση (7) κάτω τμήμα δικτυώματος.....	93
6.8 Σύνδεση (8) βάσης.....	94
7 Συμπεράσματα.....	96
8 Βιβλιογραφία	97
Παράρτημα Α.....	98
Α1. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων στον κυρίως ναό	98
Α2. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων στην πτέρυγα του σταυρού	99
Α3. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων στο καμπαναριό.....	100
Α4. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων στο ιερό	100
Α5. Συμβολισμοί και πίνακες για δικλινείς στέγες.....	101
Α6. Συμβολισμοί και πίνακες για τετρακλινείς στέγες	103

Αποκατάσταση Ιερού Ναού στη Norcia-Ιταλία με μεταλλικά στοιχεία

Στεφανιώτου Μ. Α. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας υπήρξε η μελέτη αποκατάστασης με μεταλλικά στοιχεία του ιερού ναού του αγίου Βενέδικτου στη Norcia της Ιταλίας, το μεγαλύτερο τμήμα του οποίου κατέρρευσε μετά την καταστροφική σεισμική ακολουθία που σημειώθηκε στην περιοχή το 2016.

Ο συγκεκριμένος ναός αποτελούσε καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής του σημαντικό θρησκευτικό προορισμό, λόγω της κατασκευής του πάνω στην αρχαία κατοικία του αγίου. Ταυτόχρονα η πληθώρα των αρχιτεκτονικών ρυθμών που τον χαρακτήριζαν, αλλά και των έργων τέχνης που περιελάμβανε στο εσωτερικό του, τον καθιστούσαν αρχιτεκτονικό και πολιτιστικό θησαυρό.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, βασική επιδίωξη αποτέλεσε η κατά το δυνατόν πιστή ανακατασκευή του ναού, όσον αφορά την εξωτερική μορφή. Η απαίτηση αυτή υπαγόρευσε γεωμετρικούς περιορισμούς που καθόρισαν και την τελική μορφή του νέου μεταλλικού φέροντος οργανισμού.

Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκαν υπολογισμοί των αναμενόμενων δράσεων επί της κατασκευής, σύμφωνα με τις διατάξεις των ευρωπαϊκών κανονισμών. Οι δράσεις αυτές συνδυάστηκαν μεταξύ τους και τα αποτελέσματα των συνδυασμών χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα.

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό SAP2000 V19, με τη χρήση ενός προσομοιώματος κατάλληλα διαμορφωμένου, ώστε να αποδίδει την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής. Ακολούθως, έγιναν έλεγχοι των διατομών και μελών του φορέα, με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση.

Στη συνέχεια, προκειμένου να εξασφαλιστεί η συνέχεια των στοιχείων της κατασκευής, αλλά και η σωστή μεταφορά των εντατικών μεγεθών μεταξύ τους, σχεδιάστηκαν και μελετήθηκαν συνδέσεις στα κρίσιμότερα σημεία του φορέα, με τη βοήθεια του λογισμικού IDEA StatiCa Connection.

Τέλος, εξήχθησαν ορισμένα βασικά συμπεράσματα σχετικά με τη διαδικασία που ακολουθήθηκε για τη μελέτη και το σχεδιασμό, αλλά και τα τελικά αποτελέσματα που καθόρισαν την επάρκεια της νέας κατασκευής.

Restoration of church at Norcia-Italy with steel elements

Stefaniotou M.A. (supervised by Raftoyiannis I.)

Abstract

This thesis has as its scope to evaluate the restoration of the basilica dedicated to Saint Benedict in Norcia, Italy with the use of steel elements. A great part of the aforementioned church collapsed during the devastating series of earthquakes that struck the region in 2016.

The temple throughout its existence had always been considered as a religious destination of high importance, due to the fact that it was constructed on the ruins of the Saint's house. Moreover, the variety of the architectural styles involved in its construction as well as the abundance of pieces of art hosted in its interior rendered the church not only an architectural but also a cultural treasure.

Considering the above, main objective of this thesis was to reconstruct the church so that a close resemblance to the old one was achieved, as far as the external form is considered. Geometric limitations were thusly imposed and it was them that defined the final form of the steel structure.

The expected forces imposed on the construction were calculated, according to the relevant European standards and regulations. They were then combined with one another and the results of these combinations were used in the analysis and the dimensioning of the load bearing structure.

The analysis was conducted with the use of SAP2000 V19 software and it involved the use of a simulation of the basilica shaped in a way that resembled the true-to- life structural behaviour of the building. Afterwards the cross sections and elements of the structure were checked based on internal forces that were extracted from the analysis.

Subsequently using the IDEA StatiCa Connection software connections at the most crucial sections were designed and studied in order to assure not only the continuity of the structural elements but also the proper transfer of the internal forces between each other.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας, κύριο Ιωάννη Ραυτογιάννη, όχι μόνο για την παροχή χρήσιμων πληροφοριών και προτάσεων, αλλά και για τη συνεχή στήριξη και βοήθειά του πάνω σε θέματα που προέκυψαν κατά τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής.

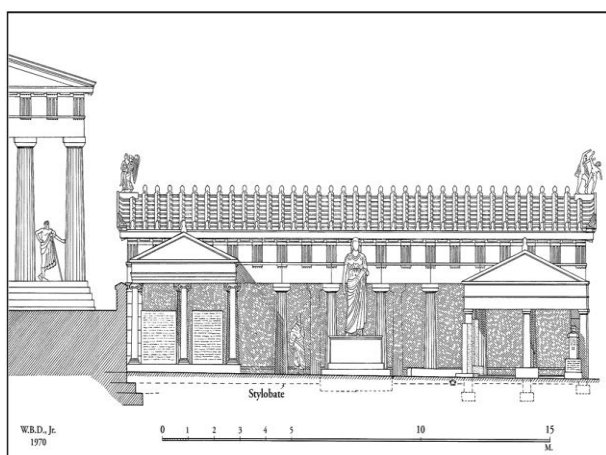
Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα την οικογένεια και τους φίλους μου για τη συμπαράσταση και τη βοήθειά τους όλο αυτό το διάστημα.

1 Εισαγωγή

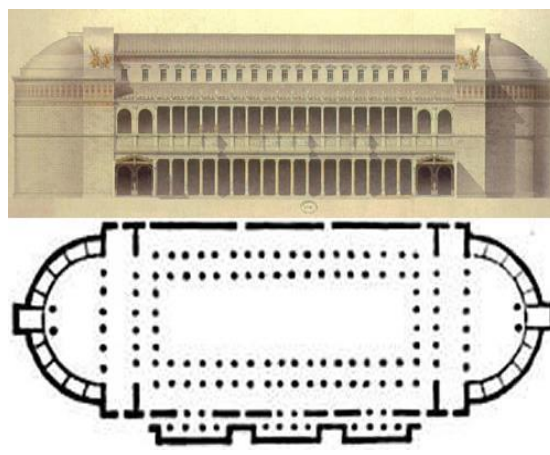
1.1 Η Βασιλική ως αρχιτεκτονικός ρυθμός

Ο όρος *βασιλική* αρχικά εμφανίστηκε στην αρχαία Ελλάδα και χαρακτηρίζει κτίρια τα οποία ήταν κατασκευασμένα προς τιμήν του άρχοντα βασιλιά της πόλης-κράτους, όπως η Βασιλείος Στοά των Αθηνών. Όταν μετέπειτα ο κτιριακός αυτός τύπος υιοθετήθηκε από τους Ρωμαίους, ο όρος αποδόθηκε σε όλα τα μεγάλα στεγασμένα κτίρια που χρησίμευαν ως χώροι δημόσιων συνεδριάσεων, εμπορικών συναλλαγών αλλά και ως δικαστήρια. Σταδιακά η χρήση της λέξης περιορίστηκε στην περιγραφή κτιρίων συγκεκριμένης μορφής. Επρόκειτο για ορθογωνικής κάτοψης οικοδομήματα διαιρούμενα εσωτερικά μέσω κιονοστοιχιών σε τρία ή περισσότερα κλίτη (στοές). Το μεσαίο κλίτος (κύρια αίθουσα) ήταν πάντοτε το πιο ευρύχωρο και υψηλότερο, ώστε να περνάει το φως του ήλιου από τα πλευρικά παράθυρα. Στεγαζόταν είτε με μία στέγη αμφικλινή είτε με καμάρες. Στη μία από τις μικρότερες πλευρές του κτιρίου, εκείνη της εισόδου, υπήρχε ο *νάρθηκας*, ένας χώρος με πλάτος ίσο με αυτό της κύριας αίθουσας και όλων των πλευρικών κλιτών. Συχνά ο *νάρθηκας* επικοινωνούσε με μία αυλή, το *αίθριο*, το οποίο περιβαλλόταν από κιονοστοιχίες ή ασπίδες.

Κατά τη διάρκεια του 1^{ου} αιώνα π.Χ., όταν οι «βασιλικές» χρησιμοποιούνταν όλο και περισσότερο για δικαστικούς σκοπούς, προστέθηκε στη μικρή πλευρά έναντι της εισόδου του κτιρίου μία θολωτή ημικυλινδρική προεξοχή στον εξωτερικό τοίχο, η *αψίδα*. Μέσα σε αυτήν τοποθετήθηκε η υπερυψωμένη εξέδρα, στην οποία καθόταν ο δικαστής. Χαρακτηριστικό παράδειγμα ρωμαϊκής βασιλικής είναι η λεγόμενη *Basilica Ulpia*, δημόσιο κτίριο της Ρώμης κτισμένο δίπλα από την αγορά του Τραϊανού.



Εικόνα 1.1: Βασιλείος στοά Αθηνών το 300 π.Χ



Εικόνα 1.2: Basilica Ulpia

Όταν τον 4^ο αιώνα μ.Χ. οι αυτοκρατορικές αρχές αποποινικοποίησαν τον Χριστιανισμό με το διάταγμα των Μεδιολάνων (Μιλάνου) το 313, οι χριστιανοί θέλησαν να μεταφέρουν τους χώρους λατρείας τους από τις μικρές κρυφές αίθουσες που βρίσκονταν έως τότε, σε μεγαλύτερα και εντυπωσιακότερα κτίρια. Κατάλληλο για αυτό το σκοπό κρίθηκε το ήδη γνωστό μοντέλο της βασιλικής.

Από τις διάφορες εκδοχές της ρωμαϊκής βασιλικής οι χριστιανοί κατά κύριο λόγο υιοθέτησαν την πιο απλή, η οποία έως τότε χρησιμοποιόταν από τον αυτοκράτορα, τους τοπικούς κυβερνήτες και πλούσιους πολίτες ως αίθουσα συγκέντρωσης μικρού πλήθους ατόμων. Αυτός ο τύπος βασιλικής αποτελείτο από τον κυρίως ναό (μεσαίο κλίτος), από ένα κλίτος εκατέρωθεν αυτού και την αψίδα. Στην τελευταία πλέον ετοποθετείτο η αγία τράπεζα κι ήταν το μέρος από το οποίο λειτουργούσαν οι ιερείς.

Ο ίδιος ο Μέγας Κωνσταντίνος ενέκρινε την κατασκευή τριών μεγαλοπρεπών χριστιανικών βασιλικών στη Ρώμη: του Αγίου Πέτρου, του Αγίου Παύλου εκτός των Τειχών και του Αγίου Ιωάννη στο Laterano.



Εικόνα 1.3: Βασιλική του Αγίου Πέτρου στη Ρώμη



Εικόνα 1.4: Βασιλική του Αγίου Παύλου έξω από τα Τείχη

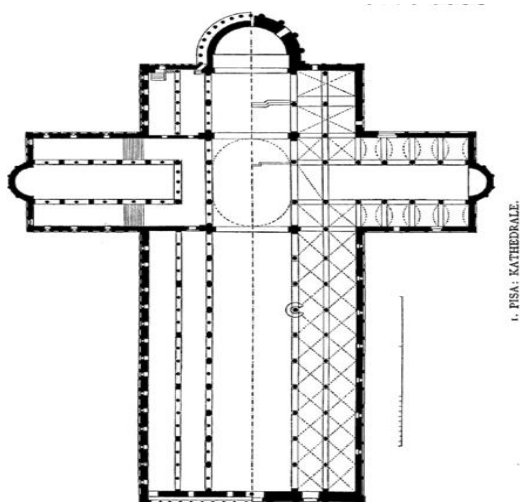


Εικόνα 1.5: Βασιλική του Άγιου Ιωάννη στο Laterano

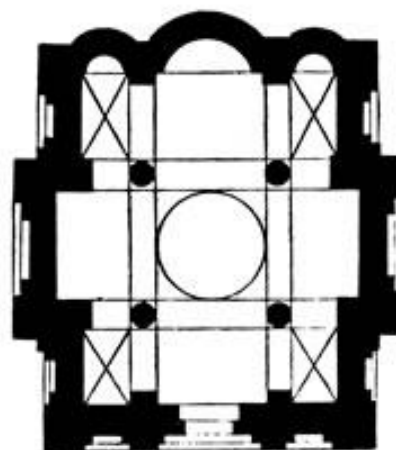
Ο Μέγας Κωνσταντίνος εισηγήθηκε ακόμα την προσθήκη μιας επιπλέον πτέρυγας, ακριβώς πριν την αψίδα, με διεύθυνση κάθετη σε αυτήν του κυρίως ναού. Δημιουργήθηκε έτσι η σταυροειδής κάτοψη των εκκλησιών, η οποία κυριάρχησε κατά κύριο λόγο στη δυτική Ευρώπη ήδη από τον Μεσαίωνα.

Συγκεκριμένα η μορφή του σταυρού που είχε η κάτοψη των ναών ήταν αυτή του λεγόμενου *λατινικού σταυρού*. Σύμβολο του σταυρού του μαρτυρίου του Χριστού ο λατινικός σταυρός αποτελείται από δύο τμήματα διαφορετικού μήκους που τέμνονται κάθετα μεταξύ τους. Οι τρεις μικρότερου μήκους προεξοχές που σχηματίζονται συμβολίζουν τα τρία πρόσωπα της Αγίας Τριάδας, ενώ η πιο επιμήκης προεξοχή αντιπροσωπεύει την Αγία Τριάδα ως μία φύση.

Στην ανατολική Ευρώπη σταδιακά αναδείχθηκε η *βασιλική μετά τρούλου*, ένας συνδυασμός της βασιλικής και του περίκεντρου ναού, δηλαδή κυκλικού ή πολυγωνικού ναού. Στο διάστημα μεταξύ του 8^{ου} και 10^{ου} αιώνα μ.Χ εμφανίστηκε μια μετεξέλιξη της βασιλικής μετά τρούλου, ο *σταυροειδώς εγγεγραμμένος ναός*. Σε αυτόν τον ρυθμό οι εξωτερικές διαστάσεις τείνουν στον τετραγωνισμό, ενώ τα εγκάρσια κλίτη διασταυρώνονται με τα αντίστοιχα εσωτερικά, που στηρίζουν το θόλο, σχηματίζοντας έτσι το σχήμα του σταυρού.



Εικόνα 1.6: Κάτοψη σε μορφή λατινικού σταυρού



Εικόνα 1.7: Σταυροειδώς εγγεγραμμένος ναός

1.2 Η Βασιλική ως εκκλησιαστικός τίτλος

Ο όρος βασιλική είναι ένας τίτλος τιμής της Ρωμαιοκαθολικής και της Ελληνορθόδοξης Εκκλησίας, που αποδίδεται σε ορισμένους ιερούς ναούς. Σύμφωνα με το Εκκλησιαστικό Δίκαιο ένας ιερός ναός μπορεί να αναδειχθεί σε βασιλική, μόνο μέσω ενός αποστολικού διατάγματος ή λόγω παλαιών παραδόσεων. Σήμερα ο τιμητικός αυτός τίτλος παραχωρείται από τον Πάπα μέσω του *Συμβουλίου για τη Θεία Λατρεία και την Τέλεση των Μυστηρίων*.

Ως βασιλικές ανακηρύσσονται ναοί, οι οποίοι ξεχωρίζουν είτε για την παλαιότητά τους, είτε για τον παγκόσμιο χαρακτήρα τους ως κέντρα λατρείας χάρη στη σύνδεσή τους με έναν άγιο, ένα σημαντικό ιστορικό γεγονός ή έναν Πατριάρχη. Πολύ συχνά μέσα στο χώρο του ναού βρίσκονται τα λείψανα κάποιου αγίου ή ακόμα και τμήματα του Τιμίου Σταυρού. Οι ναοί αυτοί μπορεί να είναι καθεδρικοί, αβαεία ή εκκλησίες της ενορίας.

Οι «εκκλησιαστικές» βασιλικές διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες: στις *Μεγάλες Βασιλικές (Major Basilicas)* και τις *Μικρές Βασιλικές (Minor Basilicas)*. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν μόνο τέσσερις μεγάλες εκκλησίες της Ρώμης: Η Βασιλική του Αγίου Ιωάννη στο Laterano, η Βασιλική του Αγίου Πέτρου στο Βατικανό, η Βασιλική της Santa Maria Maggiore και η Βασιλική του Αγίου Παύλου έξω από τα Τείχη. Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν πάνω από 1500 εκκλησίες ανά τον κόσμο.

Όλες οι βασιλικές απολαμβάνουν διάφορα προνόμια, όπως ειδικό καθεστώς για τις εξομολογήσεις, λόγω του οποίου δεν υπόκεινται σε τοπικές γεωγραφικές δικαιοδοσίες. Επιπλέον, διατηρούν μια υψηλότερη θέση στην ιεραρχία, έχοντας έτσι προτεραιότητα σε διάφορα θέματα σε σχέση με άλλες εκκλησίες. Παλαιότερα στις βασιλικές υπήρχε ένα μικρό σκέπαστρο που θύμιζε ομπρέλα, το *conopaeum*, και η βασιλική καμπάνα, *tintinnabulum*. Πιθανώς το πρώτο χρησίμευε ως εθιμοτυπική ομπρέλα κάτω από την οποία καθόταν ο Πάπας κατά τις επισκέψεις του στο ναό για την τέλεση επίσημων εκδηλώσεων, ενώ η δεύτερη πιθανότατα χρησιμοποιούταν για να σημάνει την άφιξη του Πάπα στο ναό. Οι κληρικοί, ακόμη, φορούσαν τη λεγόμενη *cappa magna* (μεγάλη κάπα) όταν βοηθούσαν στην τέλεση της Θείας Λειτουργίας. Σήμερα μόνο δύο υλικά προνόμια είναι σύνηθες να αποδίδονται στις βασιλικές. Το πρώτο είναι το δικαίωμα αποτύπωσης στα λάβαρα, τα έπιπλα και τη σφραγίδα της εκκλησίας, του παπικού συμβόλου των σταυρωτών κλειδιών. Το δεύτερο είναι το δικαίωμα του εφημέριου της εκκλησίας να φοράει πάνω από τα λευκό άμφιο την χαρακτηριστική *mozzetta*.

Τέλος, οι Μεγάλες Βασιλικές ξεχωρίζουν για τρία επιπλέον χαρακτηριστικά τους. Πρώτον, η επίσκεψη και των τεσσάρων θεωρείται ένας από τους όρους για το Ρωμαϊκό Ιωβηλαίο. Δεύτερον, διαθέτουν μία επιπλέον πύλη, γνωστή ως *Άγια Πόρτα* και τρίτον μόνο ο Πάπας κι οι εξουσιοδοτημένοι από αυτόν κληρικοί μπορούν να τελέσουν τη Θεία Λειτουργία στην Αγία Τράπεζα.



Εικόνα 1.8: Conopaeum και Tintinnabulum

1.3 Η Βασιλική του Αγίου Βενέδικτου στη Norcia της Ιταλίας πριν τους σεισμούς του 2016

Αφιερωμένη στο Άγιο Βενέδικτο ,ιδρυτή του δυτικού μοναχισμού και Προστάτη άγιο της Ευρώπης, η Βασιλική του Αγίου Βενέδικτου στη Norcia, στην επαρχία της Perugia, αποτελεί έναν σημαντικό λατρευτικό προορισμό για τους καθολικούς. Ανήκει στην αρχιεπισκοπή της περιοχής Spoleto-Norcia και συγκεκριμένα στην ενορία της Santa Maria nella Concattedrale.

Η βασιλική εδραζόταν, κατά την παράδοση, πάνω στο πατρικό σπίτι όπου γεννήθηκαν ο άγιος Βενέδικτος κι η δίδυμη αδερφή του αγία Σχολαστική, γεννηθέντες το 480 μ.Χ. από μία οικογένεια ευγενών. Τον Ιούνιο του 1966 ο Πάπας Παύλος ο 6^{ος} της απένειμε τον τιμητικό τίτλο της Μικρής Βασιλικής.

Στις αρχές του 13^{ου} αιώνα κατασκευάστηκε ένας μικρός ναός πάνω από την πατρική οικία του αγίου, ο οποίος διευρύνθηκε σημαντικά στα τέλη του ίδιου αιώνα. Το εσωτερικό της βασιλικής, η οποία ήταν κτισμένη με κάτοψη στο σχήμα του λατινικού σταυρού με ένα μόνο κλίτος, δε χαρακτηριζόταν από ένα μοναδικό αρχιτεκτονικό ρυθμό καθώς ήταν αποτέλεσμα πολλών παρεμβάσεων κατά την πάροδο των αιώνων.

Η εντυπωσιακή πρόσοψη του ναού γοθτικού ρυθμού, διακοσμημένη με μία μεγάλη ροτόντα και σύμβολα των τεσσάρων ευαγγελιστών μαζί με τους δυο πλευρικούς πυργίσκους χρονολογείται στον 14^ο αιώνα. Στην πρόσοψη του ναού, εκατέρωθεν της πύλης ήταν τοποθετημένα αγάλματα του αγίου Βενέδικτου και της αγίας Σχολαστικής.

Τον 16^ο αιώνα, όταν η κατασκευή υπέστη σοβαρές ζημιές εξαιτίας ενός σεισμού που έπληξε την περιοχή, ανακατασκευάστηκε σε ρυθμό μπαρόκ. Μετά το σεισμό αυτό οι τοίχοι της εκκλησίας στολίστηκαν με πολλά σημαντικά έργα ζωγράφων της περιοχής, που απεικόνιζαν κυρίως περιστατικά από τη ζωή του αγίου, αλλά και άλλες απεικονίσεις παραδόσεων της Εκκλησίας. Δύο πολύ σημαντικά έργα βρίσκονταν στα άκρα της κάθετης πτέρυγας του ναού κι ήταν *Η συνάντηση του Αγίου Βενέδικτου με τον Τοτίλα*, ζωγραφισμένο το 1621 από τον Filippo Napoletano κι η *Ανάσταση του Λαζάρου*, πίνακας του 1562 από τον Μιχαήλ-Άγγελο Carducci. Επιπλέον, μετά από εισήγηση της κοινότητας και των εκκλησιαστικών αρχών προστέθηκε το 1570 στη νότια πλευρά του ναού μία στοά (*Portico delle Misure*), που λειτουργούσε ως αγορά σιτηρών.

Το 1703 μετά από έναν σεισμό στην Acquila χτίστηκε εκ νέου το καμπαναριό το οποίο είχε ισοπεδωθεί, ενώ το 1740 προστέθηκε στο ιερό το εκκλησιαστικό όργανο. Η τελική μορφή της εκκλησίας, πριν από τον καταστροφικό σεισμό του Οκτωβρίου του 2016, είχε προκύψει από τις αποκαταστάσεις που πραγματοποιήθηκαν κατά τη διάρκεια του 18^{ου} αιώνα, αλλά και στα τέλη του 20^{ου}, προς τιμήν του Ρωμαϊκού Ιωβηλαίου του 2000, ενώ η κρύπτη που βρισκόταν κάτω από το ναό ήταν η μοναδική που διατηρείτο στην αρχική της μορφή.



Εικόνα 1.9: Ροτόντα πρόσοψης κι αγάλματιδια των τεσσάρων ευαγγελιστών



Εικόνα 1.10 : Η Βασιλική του Αγίου Βενέδικτου τον 14ο αιώνα



Εικόνα 1.11: Εσωτερικό της μονόκλιτης βασιλικής διακοσμημένο με πίνακες τοπικών ζωγράφων



Εικόνα 1.12: Η βασιλική στη μορφή που είχε πριν από τους σεισμούς του 2016

1.4 Το γεωμορφολογικό προφίλ της Ιταλίας κι οι καταστροφικοί σεισμοί του 2016

Η Ιταλία ανήκει στην περιοχή της Μεσογείου, η οποία λόγω της σύγκλισης προς το Βορρά της Αφρικανικής πλάκας σε σχέση με την Ευρασιατική (4-10 χιλιοστά/χρόνο), κατά μήκος ενός πολύπλοκου ορίου τεκτονικών πλακών, καθίσταται σεισμικά ιδιαίτερα ενεργή. Στα ανατολικά της ιταλικής χερσονήσου, στην Αδριατική, ο γήινος φλοιός περιστρέφεται αριστερόστροφα, ασκώντας δυνάμεις που επηρεάζουν τα σεισμικά ρήγματα στο εσωτερικό της χώρας. Επιπλέον, η Τυρρηνική θάλασσα στα δυτικά της Ιταλίας διευρύνεται, καθώς παρασύρεται από τη ροή του υποκείμενου μάγματος. Η διεύρυνση αυτή εφελκύνει κατά μήκος τον γήινο φλοιό κάτω από τα Απέννινα όρη της κεντρικής και δυτικής Ιταλίας. Κατά συνέπεια η κεντροανατολική Ιταλία κινείται προς τα βορειοανατολικά σε σχέση με τη Ρώμη, έχοντας ως αποτέλεσμα διαρρήξεις του φλοιού στην περιοχή και την εμφάνιση σεισμικών γεγονότων.

Τα παραπάνω γεωμορφολογικά χαρακτηριστικά εξηγούν τα πολυάριθμα κρούσματα του εγκέλαδου που έχουν παρατηρηθεί σε όλη την Ιταλία και ιδιαίτερα στα κεντρικά της χερσονήσου. Συγκεκριμένα η περιοχή της Norcia, όπως κι ευρύτερη επαρχία της Umbria, έχει πληγεί στην πάροδο των τελευταίων επτά αιώνων από καταστροφικούς σεισμούς, ορισμένοι από τους οποίους σχεδόν την ισοπέδωσαν.

Το πιο πρόσφατο πλήγμα ήταν η σεισμική ακολουθία από τον Αύγουστο μέχρι και τον Οκτώβριο του 2016, που σύμφωνα με τους σεισμολόγους οφείλεται στη διαδοχική διάρρηξη τριών τμημάτων του ρήγματος της ευρύτερης περιοχής των Απεννίνων. Ο μεγαλύτερος σεισμός εκδηλώθηκε στις 30 Οκτωβρίου, είχε ένταση 6,5 βαθμούς της κλίμακας Richter, εστιακό βάθος μόνο 10 χιλιόμετρα και διάρκεια μεγαλύτερη των 15 δευτερολέπτων.

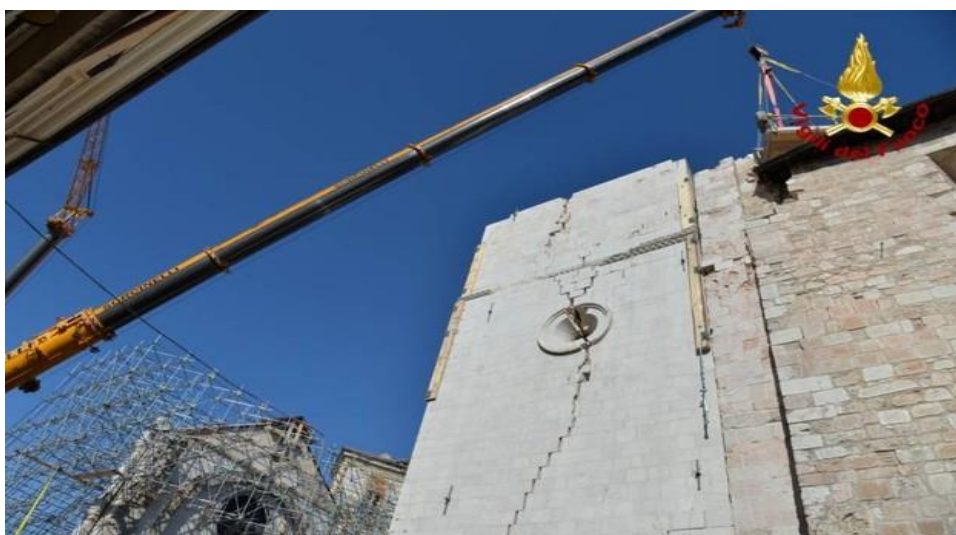
Συνέπεια των σεισμικών αυτών δονήσεων ήταν η απώλεια περίπου 300 ανθρώπινων ζώων κι η καταστροφή ολόκληρων χωριών, με αποτέλεσμα πάνω από 30000 άνθρωποι να μείνουν άστεγοι. Ανάμεσα στις ανυπολόγιστες ζημιές είναι κι η κατάρρευση του μεγαλύτερου μέρους της Βασιλικής του αγίου Βενέδικτου στη Norcia. Από τον ιερό ναό διασώζονται η γοθτική πρόσοψη, το ιερό, δύο εξωτερικοί τοίχοι της δεξιάς πτέρυγας κι ένα κατώτερο τμήμα του καμπαναριού.



Εικόνα 1.13 : Η βασιλική πριν και μετά το κρούσμα του εγκέλαδου



Εικόνα 1.14 : Τα διασωζόμενα τμήματα του ναού



Εικόνα 1.15 : Βλάβες στο διασωζόμενο εξωτερικό τείχος του καμπαναριού

1.5 Τεχνικές εργασίες επέμβασης σε υφιστάμενα κτίρια

Συχνά κρίνεται απαραίτητη η εκτέλεση επεμβατικών εργασιών σε υπάρχουσες κατασκευές, που μπορεί να υπαγορεύεται από την παλαιότητά τους, από βλάβες οφειλόμενες σε διάφορους παράγοντες, όπως ο σεισμός, ή ακόμη από την αρχιτεκτονική, ιστορική και πολιτιστική τους αξία. Οι επεμβάσεις έχουν σκοπό την άρση της παθολογίας της κατασκευής, από δομοστατικής άποψης, και την επαύξηση της ικανότητάς της για την παραλαβή στατικών και σεισμικών φορτίσεων.

Μπορούν να διακριθούν οι παρακάτω κατηγορίες επεμβατικών εργασιών:

1. *Επισκευή κτιρίου*. Ορίζεται η επαναφορά δομικού στοιχείου ή κτίσματος με βλάβη στην κατάσταση προ της βλάβης. Είναι φανερό ότι το ίδιο ή ανάλογο αίτιο (π.χ. σεισμός) θα προκαλέσει κατά τεκμήριο την ίδια ή ανάλογη βλάβη. Έτσι σε περίπτωση εκτεταμένων ή σοβαρών βλαβών είναι φρόνιμο η επέμβαση να

περιλαμβάνει και την ενίσχυση της κατασκευής ενώ σε περιορισμένες ή μικρές βλάβες περιοριζόμαστε απλά σε επισκευή.

2. *Ενίσχυση κτιρίου*. Ορίζεται το σύνολο των μέτρων αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή, δυσκαμψία) δομικού στοιχείου ή κτίσματος μέχρις ενός επιθυμητού ή απαιτητού επιπέδου (π.χ. σεισμικές δράσεις σχεδιασμού που επιβάλλουν οι τρέχοντες κανονισμοί). Σημειώνεται ότι η ενίσχυση προχωρά πέραν της επισκευής τυχόν βλαβών, είναι όμως δυνατή και η προληπτική ενίσχυση χωρίς την παρουσία βλαβών. Το επίπεδο και τα μέτρα ενίσχυσης προσδιορίζονται από ειδική μελέτη.
3. *Ανακατασκευή-Αποκατάσταση κτιρίου*. Ορίζεται η κατασκευή, στη θέση παλιού, ενός νέου δομικού στοιχείου ή κτίσματος. Το νέο δομικό στοιχείο ή κτίσμα μπορεί να είναι αντίγραφο ή ανάλογο του υφιστάμενου ή ακόμα και τελείως νέο. Η τελική απόφαση βασίζεται κάποιες φορές σε ιστορικούς, κοινωνικούς, χρηστικούς ή άλλους λόγους.
4. *Αναστύλωση κτιρίου*. Ορίζεται η επαναφορά του δομήματος στην αρχική του μορφή. Είναι όρος που χρησιμοποιείται συνήθως για επεμβάσεις σε μνημειακά κτίσματα και έχει ένα χαρακτήρα αυστηρότητας όσον αφορά το σεβασμό της ιστορικής φυσιογνωμίας του κτίσματος.
5. *Επανάχρηση κτιρίου*. Ορίζεται η περιορισμένη συνήθως διαρρύθμιση και μετατροπή ενός κτιρίου ώστε να εξυπηρετήσει τις απαιτούμενες χρήσεις είτε αυτές είναι οι αρχικές είτε είναι καινούργιες. Αναφέρεται κυρίως σε αρχιτεκτονικού χαρακτήρα, αλλά όχι μόνο, παρεμβάσεις που πιθανόν να προκαλέσουν αλλαγές και στην τελική εικόνα του κτιρίου.
6. *Διατήρηση κτιρίου*. Ορίζεται η διαφύλαξη της υπάρχουσας κατάστασης του κτιρίου με μέτρα αποτροπής περαιτέρω φθορών, και σε αυτή την περίπτωση εφαρμόζονται τεχνικές και υλικά που βοηθούν το κτίριο και την διατήρηση του.
7. *Συντήρηση κτιρίου*. Είναι γενικότερος όρος με ευρύτερη χρήση. Υπονοεί συνήθως περιορισμένου ή και πρόσκαιρου, αλλά όχι πρόχειρου, χαρακτήρα μέτρα εν όψει τελικής ή ριζικότερης επέμβασης για την τύχη του κτίσματος

Αξίζει να σημειωθεί ότι πολλά κτίρια εντάσσονται σε ειδικές κατηγορίες που επιτρέπουν μόνο συγκεκριμένης μορφής παρεμβάσεις. Η πρώτη κατηγορία είναι τα *μνημεία*. Η προστασία τους και το πλαίσιο επεμβάσεων σ' αυτά διέπεται από ειδικό καθεστώς αρχών που περιγράφεται σε διεθνείς χάρτες, διακηρύξεις κ.λ.π. Το καθεστώς αυτό συνήθως είναι αυστηρό και σέβεται τη φυσιογνωμία, τα αρχιτεκτονικά και τα δομικά χαρακτηριστικά, εσωτερικά και εξωτερικά, του συνόλου του κτιρίου. Η δεύτερη κατηγορία είναι τα *διατηρητέα*. Πρόκειται συνήθως για κτίρια ιδιαίτερης ιστορικής ή καλλιτεχνικής αξίας ή για κτίρια που εντάσσονται σε ειδικά προστατευμένες περιοχές (π.χ. ιστορικά κέντρα πόλεων, περιοχές πλησίον αρχαιολογικών χώρων ή σημαντικών μνημείων κ.α.). Έτσι, η υψηλή ποιότητα των επεμβάσεων σε αυτά (αρχιτεκτονική, δομοστατική, αισθητική κ.λ.π.) διασφαλίζεται αφενός από το υφιστάμενο πλαίσιο αρχών και διακηρύξεων αλλά και από τους μηχανισμούς ελέγχου μελετών και εργασιών.

1.6 Αποκατάσταση της βασιλικής του Αγίου Βενέδικτου στη Norcia

Η εκτεταμένη καταστροφή ενός σημαντικού λατρευτικού χώρου για τον καθολικό κόσμο, που αποτελούσε ταυτόχρονα ένα αρχιτεκτονικό και καλλιτεχνικό θησαυρό, συνιστά ένα μεγάλο πλήγμα στην παγκόσμια πολιτιστική κληρονομιά. Υπαγορεύεται, έτσι, από τη σπουδαιότητα αυτής της κατασκευής, μια σειρά επεμβάσεων.

Μετά την κατάρρευση έχουν γίνει διάφορες ενέργειες προκειμένου να συντηρηθούν τα τμήματα που διασώζονται και να αποκατασταθούν οι βλάβες σε αυτά, ώστε να είναι ασφαλή στο μέλλον, ακόμα και σε ένα ενδεχόμενο νέο κρούσμα του εγκέλαδου.

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την αποκατάσταση των τμημάτων του ναού που έχουν καταρρεύσει κι έπεται των επεμβάσεων ενίσχυσης, επισκευής και αναστύλωσης των υπαρχόντων τμημάτων. Η νέα κατασκευή διατηρεί τις διαστάσεις και τη γενικότερη αρχιτεκτονική μορφή που είχε ο ναός ακριβώς πριν την καταστροφή του, το 2016. Ο νέος φέρων οργανισμός του ναού επιλέγεται να αποτελείται από μεταλλικά στοιχεία. Οι λίθινες τοιχοποιίες αντικαθίστανται από μικρότερου πάχους οπτοπλινθοδομές, επενδυμένες με πέτρα, μέσα στις οποίες είναι εντοιχισμένα τα υποστυλώματα του νέου φέροντος οργανισμού. Εξάιρεση αποτελούν το καμπαναριό και η αριστερή πτέρυγα του «σταυρού», των οποίων οι τοίχοι κατασκευάζονται εκ νέου από πέτρα.



Εικόνα 1.16 : Δορυφορική εικόνα του κατεστραμμένου ναού



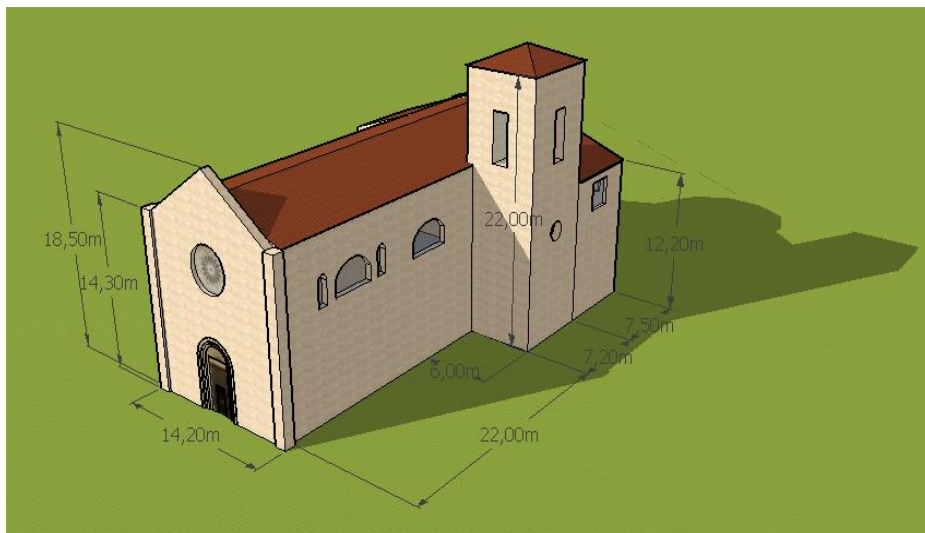
Εικόνα 1.17 : Εργασίες συντήρησης της πρόσοψης του ναού

2 Μόρφωση φορέα

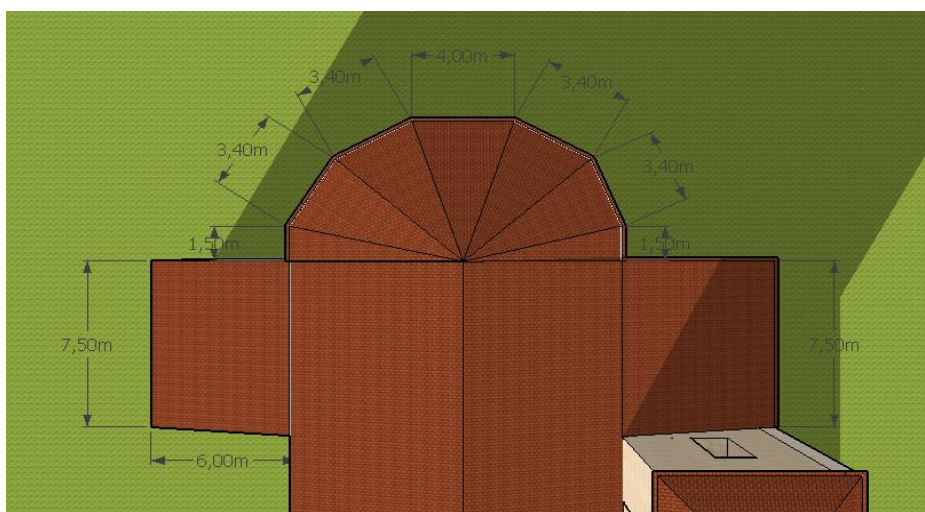
2.1 Υπολογισμός βασικών διαστάσεων της βασιλικής

Στόχος της εργασίας υπήρξε η αποκατάσταση της βασιλικής με τέτοιον τρόπο, ώστε ο νέος ναός να προσεγγίζει αρχιτεκτονικά όσο το δυνατόν περισσότερο τον προηγούμενο. Ήταν, συνεπώς, σημαντική η διατήρηση των εξωτερικών διαστάσεων που είχε η βασιλική λίγο πριν την κατάρρευσή της.

Λόγω ελλιπών πληροφοριών από τις διάφορες πηγές αποφασίστηκε να γίνει χρήση του σχεδιαστικού προγράμματος SketchUp V.17 για την εξαγωγή των απαραίτητων δεδομένων. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε η επιλογή του λογισμικού Matching photo, μέσω της οποίας, με τη χρήση φωτογραφιών μιας υπάρχουσας κατασκευής από διάφορες οπτικές γωνίες, είναι δυνατή η δημιουργία ενός ψηφιακού της μοντέλου.



Εικόνα 2.1: Τρισδιάστατο μοντέλο εκκλησίας στο SketchUp



Εικόνα 2.2: Μερική κάτοψη του μοντέλου στο SketchUp

Όπως προκύπτει κι από τις παραπάνω εικόνες ,από το πρόγραμμα προέκυψαν οι εξής διαστάσεις:

1. *Πρόσοψη*: Αποτελείται από ένα κεντρικό τμήμα με ύψος 18,5m και δύο πλευρικούς πυργίσκους με ύψος 14,5m. Το συνολικό πλάτος της είναι 14,2m και το πάχος της 1m.
2. *Κύρια αίθουσα(κλίτος)*: Έχει πλάτος 13,60m, μήκος 29,2m, ενώ οι πλευρικοί της τοίχοι έχουν ύψος 14,3m. Ο κορφιάς της στέγης βρίσκεται σε υψόμετρο 16,5 μέτρων.
3. *Καμπαναριό*: Πρόκειται για ορθογωνικό οικοδόμημα με πλάτος 6,6m και μήκος 7,2m. Το ύψος του ανέρχεται στα 22 μέτρα.
4. *Πτέρυγα κάθετη στην κύρια αίθουσα*: Αποτελείται από τρία τμήματα. Το κεντρικό είναι προέκταση της κύριας αίθουσας κι έχει πλάτος και ύψος όσο αυτή. Τα άλλα δύο τμήματα βρίσκονται εκατέρωθεν του κεντρικού κι είναι όμοια μεταξύ τους, με πλάτος 6 μέτρα έκαστο και ύψος ακριανών τοίχων ίσο με 12,2 μέτρα. Τα πλευρικά αυτά τμήματα στο εξής θα αναφέρονται ως *δεξιά και αριστερή πτέρυγα του σταυρού*.
5. *Ιερό*: Πρόκειται για τμήμα κανονικού δωδεκαγώνου με μέγιστο πλάτος 13,6m, μέγιστο μήκος 6m και ύψος ίσο με 14,3m.

Χρησιμοποιώντας την ίδια επιλογή του λογισμικού SketchUp εξήχθη και το πάχος των τοίχων του ναού, το οποίο ισούται με 1m με εξαίρεση τους τοίχους του καμπαναριού, οι οποίοι έχουν πάχος ίσο με 1,2m.

2.2 Μόρφωση μεταλλικού φέροντος οργανισμού

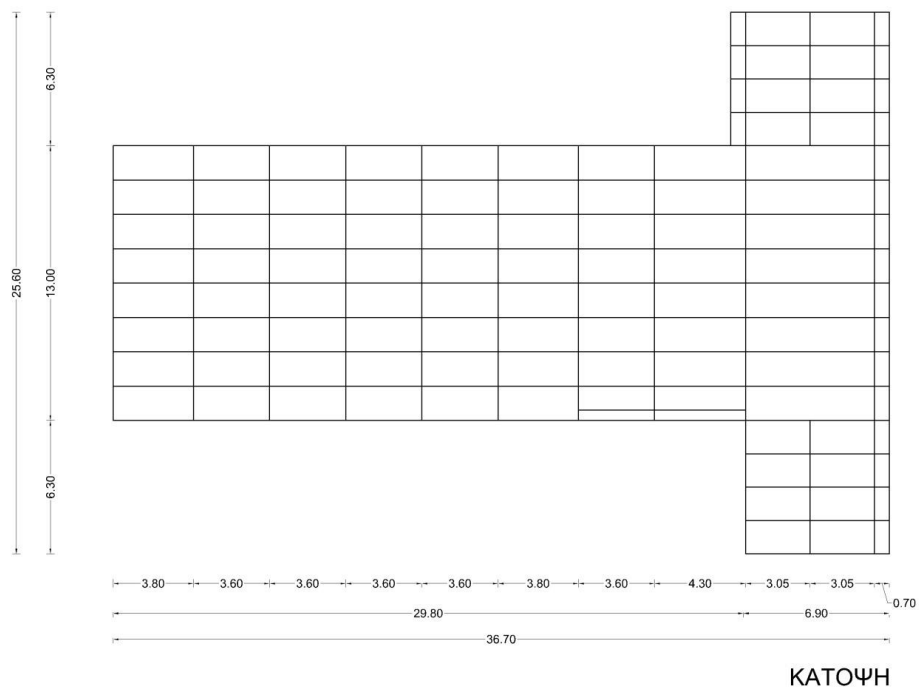
2.2.1 Παραδοχές-Περιορισμοί

Για τη μόρφωση του μεταλλικού φέροντος οργανισμού χρησιμοποιήθηκε το σχεδιαστικό περιβάλλον του λογισμικού Autocad. Ο σχεδιασμός έγινε με βάση κάποιους γεωμετρικούς περιορισμούς κι απαραίτητες παραδοχές.

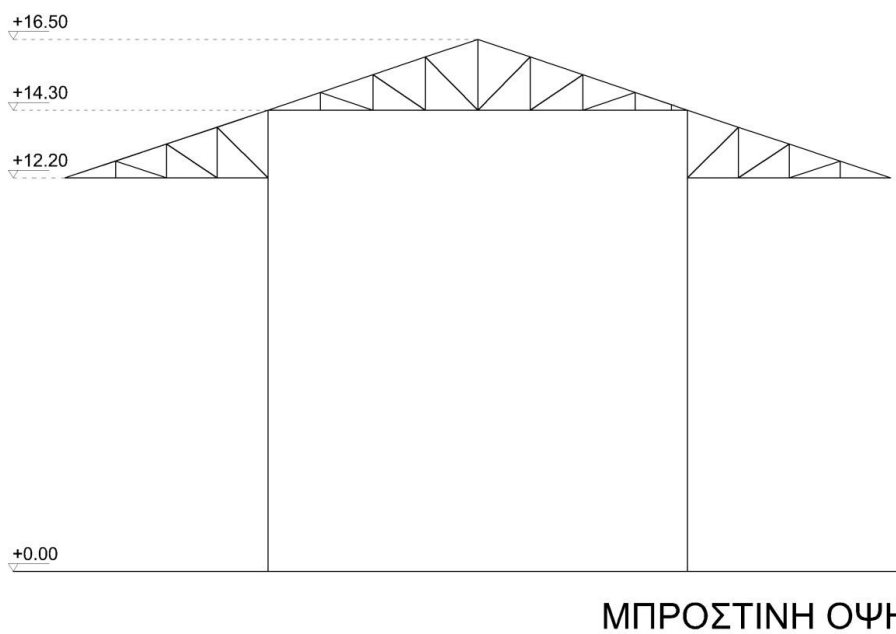
Καθώς επιλέχθηκε η εκκλησία να παραμείνει μονόκλιτη, ήταν απαραίτητο το κάθε πλαίσιο που θα τοποθετούταν να είναι ενός ανοίγματος. Με την ίδια λογική καθορίστηκε η θέση και το άνοιγμα των πλαισίων που βρίσκονται στο σημείο τομής της κύριας αίθουσας και της κάθετης σε αυτήν πτέρυγας. Επίσης, για αισθητικούς λόγους επιλέχθηκε όλα τα υποστυλώματα να είναι εντοιχισμένα στις οπτοπλινθοδομές, οι οποίες σχεδιάστηκαν με μειωμένο σε σχέση με το αρχικό πάχος και ίσο με 0,60m. Τέλος, αποφασίστηκε η στέγη να έχει κοινή κλίση κατά μήκος της εκκλησίας, κάτι που δεν ίσχυε και στον παλιό ναό, στον οποίο εντοπιζόταν πληθώρα μορφών και κλίσεων.

2.2.2 Τελικός φορέας

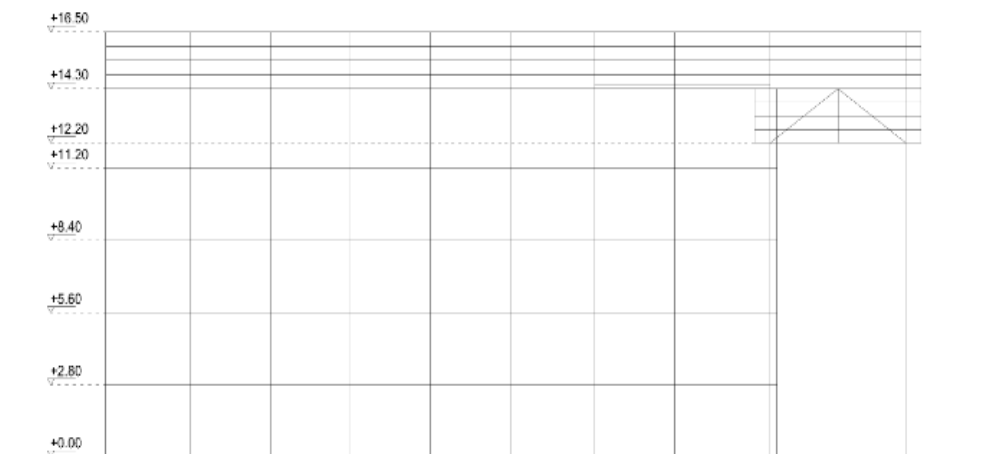
Λαμβάνοντας υπόψιν όλα όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως, σχεδιάστηκε ο τελικός φορέας της κατασκευής ο οποίος εμφανίζεται στις ακόλουθες εικόνες.



Εικόνα 2.3 : Κάτοψη του μεταλλικού φέροντος οργανισμού



Εικόνα 2.4: Μπροστινή όψη του μεταλλικού φέροντος οργανισμού



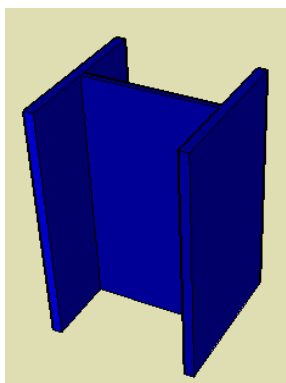
Εικόνα 2.5: Πλαϊνή όψη του μεταλλικού φέροντος οργανισμού

2.2.3 Διατομές του μεταλλικού φέροντος οργανισμού

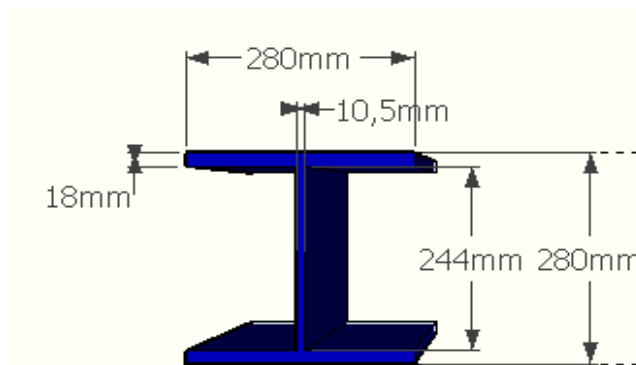
Ο διαμορφωμένος μεταλλικός σκελετός διαστασιολογήθηκε κι ελέγχθηκε όπως περιγράφεται στο τέταρτο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας. Ακολουθούν οι διατομές που προέκυψαν για κάθε μέλος.

2.2.3.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα του φορέα έχουν ύψος 14,3m κι η διατομή τους επιλέχθηκε HEB280.



Εικόνα 2.6: Τρισδιάστατο μοντέλο διατομής HEB280



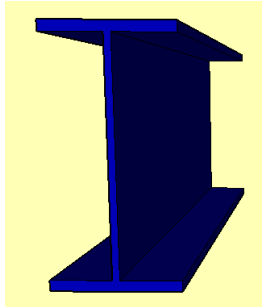
Εικόνα 2.7: Βασικές διαστάσεις διατομής HEB 280

Πίνακας 2.1: Χαρακτηριστικά διατομής HEB280

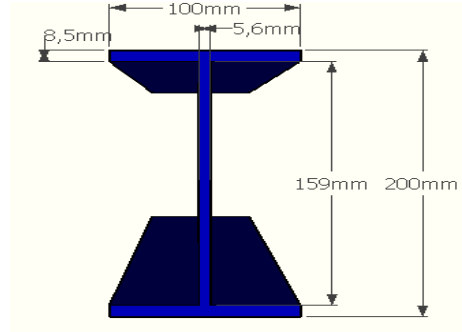
Διατομή	G (kg/m)	A(cm ²)	W _{ply} (cm ³)	I _y (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	I _z (cm ⁴)
HEB 280	103	131	1534	19279	717,6	6595

2.2.3.2 Πλαγιoteγίδες

Το μήκος των δοκών του φορέα διαφέρει ανάλογα με την απόσταση των εκάστοτε πλαισίων και μπορεί να είναι ίσο με 3,80m, 3,60m και 6,10m. Η διατομή τους επιλέχθηκε IPE200.



Εικόνα 2.8: Τρισδιάστατο μοντέλο διατομής IPE200



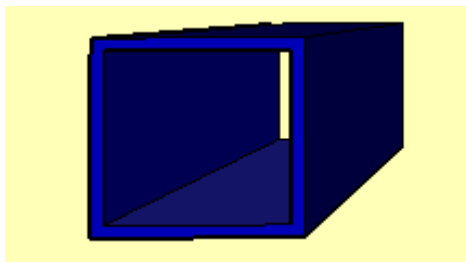
Εικόνα 2.9: Βασικές διαστάσεις διατομής IPE200

Πίνακας 2.2: Χαρακτηριστικά διατομής IPE200

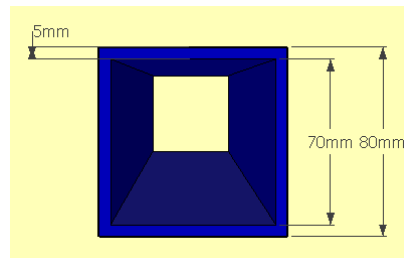
Διατομή	G (kg/m)	A(cm ²)	Wply(cm ³)	Iy(cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Iz(cm ⁴)
IPE200	22,4	28,48	220,6	1943	44,61	142,4

2.2.3.3 Τεγίδες κυρίως ναού

Ακριβώς όπως στις πλαγιoteγίδες τα μήκη των τεγίδων διαφέρουν ανάλογα με την απόσταση δύο διαδοχικών πλαισίων και μπορεί να έχουν τιμές ίσες με αυτές που προαναφέρθηκαν για τις πλαγιoteγίδες.



Εικόνα 2.10: Τρισδιάστατο μοντέλο τεγίδων κυρίως ναού



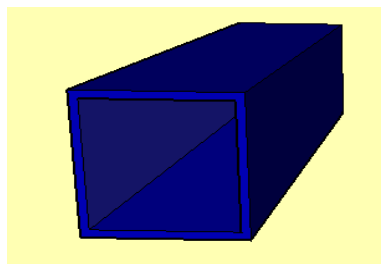
Εικόνα 2.11: Βασικές διαστάσεις διατομής τεγίδων κυρίως ναού

Πίνακας 2.3: Χαρακτηριστικά διατομής 80*80*5

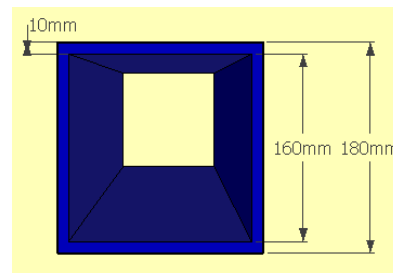
Διατομή	A(cm ²)	Wply(cm ³)	Iy(cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Iz(cm ⁴)
80*80*5	14,7	41,1	137	41,1	137

2.2.3.4 Ελκυστήρες δικτυωμάτων κυρίως ναού

Οι ελκυστήρες των δικτυωμάτων του κυρίως ναού έχουν μήκος 13,60m κι η διατομή τους επιλέχθηκε να είναι κοίλη τετραγωνική 180*180*10.



Εικόνα 2.12: Τρισδιάστατο μοντέλο διατομής 180*180*10



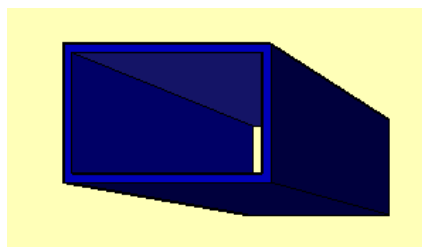
Εικόνα 2.13: Βασικές διαστάσεις διατομής 180*180*10

Πίνακας 2.5: Χαρακτηριστικά διατομής 180*180*10

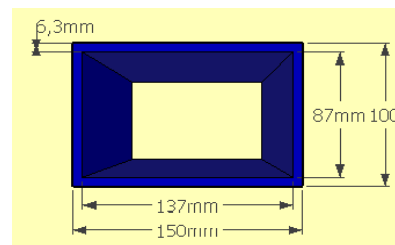
Διατομή	A(cm ²)	Wply(cm ³)	Iy(cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Iz(cm ⁴)
180*180*10	66,9	424	3193	424	3193

2.2.3.5 Ζυγώματα δικτυωμάτων κυρίως ναού

Τα ζυγώματα των δικτυωμάτων που βρίσκονται στην κύρια αίθουσα του ναού έχουν κλίση 18,6° και μήκος 6,90m έκαστο. Η διατομή τους αποφασίστηκε να είναι κοίλη ορθογωνική 150*100*6,3.



Εικόνα 2.14: Τρισδιάστατο μοντέλο διατομής 150*100*6,3



Εικόνα 2.15: Βασικές διαστάσεις διατομής 150*100*6,3

Πίνακας 2.6: Χαρακτηριστικά διατομής 150*100*6,3

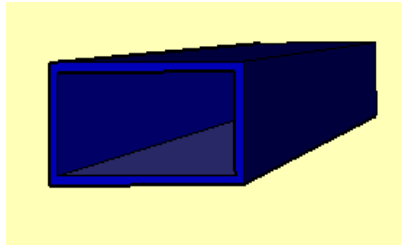
Διατομή	A(cm ²)	Wply(cm ³)	Iy(cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Iz(cm ⁴)
150*100*6,3	29,5	147	898	110	474

2.2.3.6 Εσωτερικές ράβδοι δικτυωμάτων κυρίως ναού

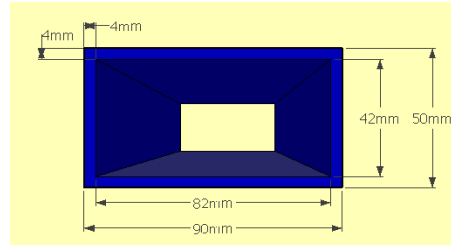
Οι εσωτερικές ράβδοι των δικτυωμάτων του κυρίως τμήματος του ναού έχουν διατομή κοίλη ορθογωνική 150*100*6,3. Οι βασικές διαστάσεις της διατομής και κάποια χαρακτηριστικά της αναφέρθηκαν στην υποπαράγραφο 2.2.3.5

2.2.3.7 Ελκυστήρες δικτυωμάτων περυγών σταυρού

Οι ελκυστήρες των δικτυωμάτων των περυγών του σταυρού έχουν μήκος 6,3m έκαστος και η διατομή που κρίθηκε κατάλληλη γι αυτούς είναι η κοίλη ορθογωνική διατομή 90*50*4.



Εικόνα 2.16: Τρισδιάστατο μοντέλο διατομής 90*50*4



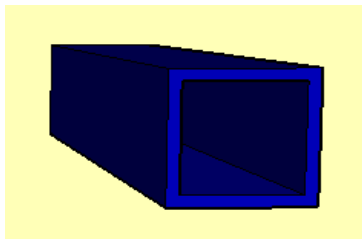
Εικόνα 2.17: Βασικές διαστάσεις διατομής 90*50*4

Πίνακας 2.7: Χαρακτηριστικά διατομής 90*50*4

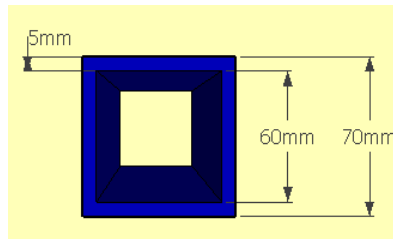
Διατομή	A(cm ²)	Wply(cm ³)	Iy(cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Iz(cm ⁴)
90*50*4	10,4	29,8	107	19,6	41,9

2.2.3.8 Τεγίδες περυγών σταυρού

Οι τεγίδες του σταυρού έχουν μήκος 3m και κρίθηκε ότι η κατάλληλη διατομή είναι η κοίλη τετραγωνική 70*70*5



Εικόνα 2.18: Τρισδιάστατο μοντέλο κοίλης διατομής τεγίδων περυγών σταυρού



Εικόνα 2.19: Βασικές διαστάσεις κοίλης διατομής τεγίδων περυγών σταυρού

Πίνακας 2.4: Χαρακτηριστικά διατομής 70*70*5

Διατομή	A(cm ²)	Wply(cm ³)	Iy(cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Iz(cm ⁴)
70*70*5	12,7	30,8	88,5	30,8	88,5

2.2.3.9 Εσωτερικές ράβδοι και ζυγώματα περυγών σταυρού

Οι δύο αυτές κατηγορίες μελών των δικτυωμάτων των περυγών του σταυρού επιλέχθηκε να έχουν διατομές 70*70*5, όπως δηλαδή κι οι τεγίδες στα ίδια τμήματα της κατασκευής. Οι βασικές διαστάσεις καθώς και βασικά χαρακτηριστικά των διατομών αυτών, βρίσκονται στην υποπαράγραφο 2.2.3.4

2.2.4 Υλικά

Ο μεταλλικός φέρων οργανισμός της κατασκευής αποτελείται από χάλυβα ποιότητας S355. Το καμπαναριό, το ιερό και ο σταυρός κατασκευάστηκαν από πέτρα, ενώ οι πλευρικοί τοίχοι του κυρίως ναού επιλέχθηκαν να είναι οπτοπλινθοδομές.

Πίνακας 2.6: Χαρακτηριστικά χάλυβα S355

Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210000 \text{ MPa}$
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu = 0.3$
Μέτρο διάτμησης	$G = 80769.23 \text{ MPa}$
Ειδικό βάρος	$\gamma = 76.97 \text{ kN/m}^2$
Πυκνότητα	$\rho = 7849 \text{ kg/m}^2$
Όριο διαρροής	$f_y = 355 \text{ MPa}, t \leq 40 \text{ mm}$
	$f_y = 335 \text{ MPa}, 40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$
Όριο θραύσης	$f_u = 510 \text{ MPa}, t \leq 40 \text{ mm}$
	$f_u = 470 \text{ MPa}, 40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$
Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής	$\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
Συντελεστής ασφαλείας γ_{M0}	1.00
Συντελεστής ασφαλείας γ_{M1}	1.10
Συντελεστής ασφαλείας γ_{M2}	1.25

Πίνακας 2.7: Χαρακτηριστικά πέτρας

Μέτρο ελαστικότητας	$E=3000\text{MPa}$
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu=0,26$
Ειδικό βάρος	$\gamma= 27,5 \text{ kN/m}^3$
Πυκνότητα	$\rho=2,804\text{kg/m}^3$
Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής	$\alpha_t=10* 10^{-6}/^\circ\text{C}$
Θλιπτική αντοχή	11900 MPa
Διατμητική αντοχή	119MPa

Πίνακας 2.8: Χαρακτηριστικά οπτόπλινθων

Μέτρο ελαστικότητας	$E=3200\text{MPa}$
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu=0,2$
Ειδικό βάρος	$\gamma= 19,0 \text{ kN/m}^3$
Πυκνότητα	$\rho=1,930 \text{ kg/m}^3$
Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής	$\alpha_t=8* 10^{-6}/^\circ\text{C}$
Θλιπτική αντοχή	2400 MPa
Διατμητική αντοχή	240 MPa

3 Δράσεις- Συνδυασμοί δράσεων

3.1 Γενικά Στοιχεία

Ως *δράσεις* ορίζονται οι εξωτερικές καταπονήσεις που εφαρμόζονται σε μία κατασκευή και προκαλούν την ανάπτυξη εντατικών μεγεθών και κατ' επέκταση μετακινήσεων στα μέλη του φορέα της. Η σωστή εκτίμηση τους, αλλά και των πιθανών συνδυασμών τους, αποτελεί βασική προϋπόθεση ενός επιτυχημένου σχεδιασμού, καθώς κάθε κατασκευή διαστασιολογείται και εκτελείται με βάση τα ευρωπαϊκά πρότυπα, ώστε να παραλαμβάνει όλες τις δράσεις και επιδράσεις, οι οποίες είναι πιθανό να εμφανιστούν καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής και ταυτόχρονα να παραμένει κατάλληλη για την προβλεπόμενη χρήση της.

Γι' αυτό το σκοπό οι κατασκευές ελέγχονται σε οριακές καταστάσεις, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού. Συγκεκριμένα, εξετάζονται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε μερική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής μέσω απώλειας ισορροπίας, ή σε αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων κλπ, και θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές. Ακόμη, εξετάζονται οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων εμφανίζονται μεγάλες μετακινήσεις-παραμορφώσεις που προκαλούν βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες κ.ο.κ.

Οι δράσεις, οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών και υπεισέρχονται στους ελέγχους των παραπάνω οριακών καταστάσεων κατηγοριοποιούνται ως εξής:

1. Με βάση την προέλευσή τους σε:
 - *Άμεσες* π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία
 - *Έμμεσες* π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω υποχώρησης στήριξης
2. Με βάση την χρονική τους διακύμανση σε:
 - *Μόνιμες (G)* π.χ. ίδια βάρη κατασκευής, προσαρτήματα
 - *Μεταβλητές (Q)* π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου
 - *Τυχηματικές (A)* π.χ. εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων
3. Με βάση την χωρική τους διακύμανση σε :
 - *Καθορισμένες* π.χ. ίδιο βάρος
 - *Ελεύθερες* π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών
4. Με βάση τη φύση τους, δηλαδή ανάλογα με την απόκριση της κατασκευής, σε :
 - *Στατικές*
 - *Δυναμικές*

3.2 Μόνιμες δράσεις

Ως *μόνιμες* ορίζονται οι δράσεις που επενεργούν στην κατασκευή σε σταθερή θέση και πάντα προς την ίδια κατεύθυνση, ενώ το μέγεθός τους παρουσιάζει αμελητέα διακύμανση κατά τη διάρκεια μιας ορισμένης περιόδου επαναφοράς.

3.2.1 Ίδιον βάρος μεταλλικού φέροντος οργανισμού, οπτοπλινθοδομών και λίθινων τοίχων

Υπολογίζονται από το λογισμικό ανάλυσης του προσομοιώματος, με την εισαγωγή των ειδικών βαρών των υλικών, από τα οποία αποτελούνται τα μέλη του φορέα και των διαστάσεων των διατομών τους.

3.2.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία στέγης

Υπολογίστηκε ότι το φορτίο της στέγης, που συμπεριλαμβάνει το ίδιο βάρος της ξύλινης επένδυσης, των κεραμιδιών ρωμαϊκού τύπου και των ενδιάμεσων προστατευτικών στρώσεων ισούται με $g' = 1,50 \text{ kN/m}^2$.

3.2.3 Σημειακά φορτία αψίδων

Στα τέσσερα πλαίσια, τα οποία βρίσκονται στις πτέρυγες του σταυρού, στο τέλος της κύριας αίθουσας και πριν το ιερό, τοποθετήθηκαν αψίδες για αισθητικούς σκοπούς. Οι αψίδες επιλέχθηκε να κατασκευαστούν από γυψοσανίδα για πιο ελαφρύ αποτέλεσμα. Το φορτίο τους εφαρμόστηκε στους κόμβους του δικτυώματος ως σημειακό με τιμή $g'' = 17,2 \text{ kN}$ ανά κόμβο.

3.3 Μεταβλητές δράσεις

Ως μεταβλητές ορίζονται οι δράσεις το μέγεθος των οποίων παρουσιάζει διακύμανση κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, ενώ επιπλέον μεταβάλλεται η θέση κι η κατεύθυνση εφαρμογής τους. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 συνδυάζονται με αυξημένους συντελεστές ασφαλείας, καθώς αποτελούν δράσεις των οποίων η φύση καθιστά αδύνατο τον ακριβή υπολογισμό τους.

3.3.1 Δράσεις χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονόπτωσης προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Μέρους 1.3 του Ευρωκώδικα 1. Αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 μέτρων. Για την εκτίμηση του χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες υπό την επίδραση του ανέμου. Σημειώνεται ότι ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση από γειτονικά κτίρια και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης με διάφορους τρόπους.

3.3.1.1 Φορτία χιονιού σε στέγες

Σε μία στέγη που βρίσκεται σε τοποθεσία, όπου δεν υπάρχει πιθανότητα να παρατηρηθεί εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων, δηλαδή επικρατούν κανονικές συνθήκες, το φορτίο χιονιού προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.1)$$

όπου:

μ_i : είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e : συντελεστής έκθεσης

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο ^α	0,8
Κανονικό ^β	1,0
Προφυλαγμένο ^γ	1,2

^αΕκτεθειμένο: Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

^βΚανονικό: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

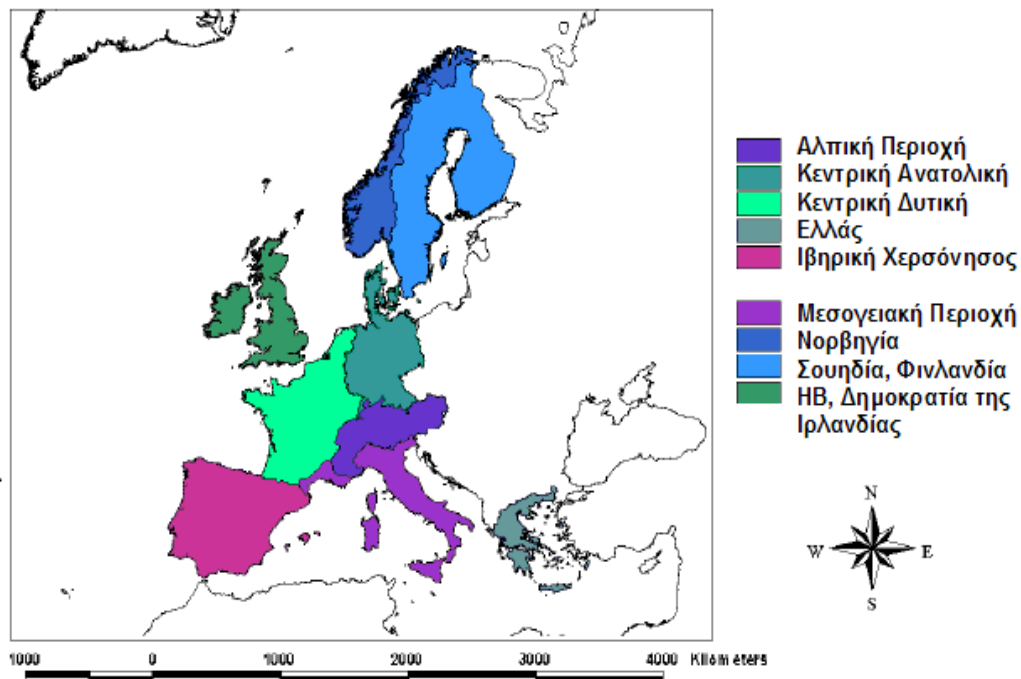
^γΠροφυλαγμένο: Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

C_i : είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991-Μέρος 1-3, ανάλογα με την κλιματική περιοχή στην οποία εντάσσεται κάθε χώρα.

Κλιματικές Περιοχές



Εικόνα 3.1: Χάρτης κλιματικών περιοχών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

Η Ιταλία όπως φαίνεται από τον παραπάνω χάρτη εντάσσεται στη μεσογειακή περιοχή, για την οποία το s_k δίνεται από τον τύπο:

$$s_k = (0,498Z - 0,209) \left[1 + \left(\frac{A}{452} \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

όπου,

Z : αριθμός ζώνης περιοχής, όπου βρίσκεται η κατασκευή σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

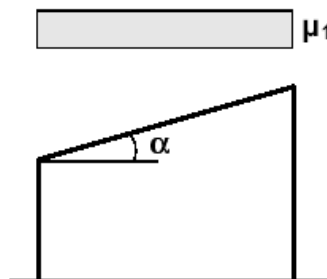
A : υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε μέτρα.

Για τη Norcia, η οποία βρίσκεται σε υψόμετρο 604m από τη θάλασσα και ανήκει στη ζώνη $Z=2$ της μεσογειακής περιοχής, προέκυψε $s_k = 2,19 \text{ kN/m}^2$.

3.3.1.2 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Οι συντελεστές μορφής στέγης προσδιορίζονται, γενικά, λαμβάνοντας υπ' όψιν δύο μορφές κατανομής χιονιού. Η μία μορφή είναι αποτέλεσμα ομοιόμορφης κατανομής του χιονιού, εφόσον κατά την πτώση του υπάρχει μικρή πνοή ανέμου. Η άλλη μορφή είναι αποτέλεσμα ή ασύμμετρης αρχικής κατανομής ή τοπικής συγκέντρωσης σε εμπόδια ή ανακατανομής του χιονιού, που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στη συνολική επιφάνεια της στέγης.

Οι συντελεστές σχήματος της στέγης του ιερού και του καμπαναριού της εκκλησίας υπολογίστηκαν από τη διάταξη του Ευρωκώδικα που αφορά μονοκλινείς στέγες.



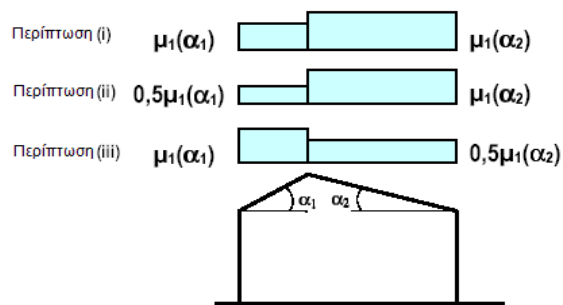
Εικόνα 3.2 Συντελεστής μορφής φορτίου σε μονοκλινείς στέγες

Πίνακας 3.1: Συντελεστές μορφής για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	0,8 (60- α)/30	0,0
μ_2	0,8+0,8 α /30	1,6	--

Η μέγιστη κλίση στέγης στο ιερό μετρήθηκε ίση με 21° , επομένως $\mu_1 = 0,8$. Αντίστοιχα η μέγιστη κλίση της στέγης του καμπαναριού μετρήθηκε ίση με $24,5^\circ$, οπότε και γι' αυτή $\mu_1 = 0,8$.

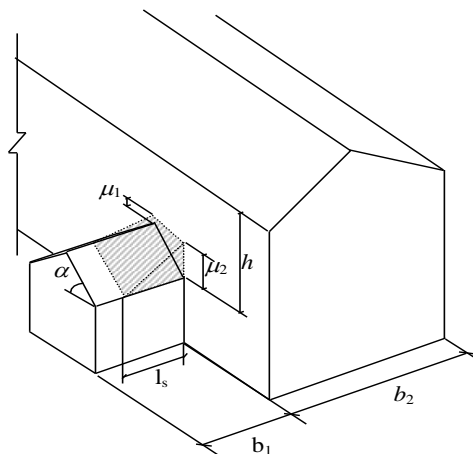
Ο συντελεστής σχήματος της στέγης του κυρίως ναού προέκυψε από τις διατάξεις του ευρωπαϊκού κανονισμού για δικλινείς στέγες.



Εικόνα 3.3: Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

Για το σχεδιασμό ελήφθη η δυσμενέστερη από τις παραπάνω περιπτώσεις, δηλαδή η πρώτη εφόσον οι γωνίες α_1 και α_2 της στέγης του κεντρικού κλίτους είναι ίσες μεταξύ τους με τιμή $18,7^\circ$. Έτσι, προέκυψαν $\mu_1(\alpha_1)=\mu_2(\alpha_2)=0,8$.

Η στέγη της νότιας (δεξιάς) πτέρυγας του σταυρού μελετήθηκε σύμφωνα με το Παράρτημα-B του EN1991-1-3 και συγκεκριμένα σύμφωνα με την παράγραφο B4, η οποία αφορά στέγες σε επαφή ή γειτονικές υψηλότερων κτιρίων. Η αριστερή πτέρυγα του σταυρού δεν μελετήθηκε για φορτία χιονιού, καθώς βρίσκεται σε εσοχή του διπλανού κτίσματος και είναι προστατευμένη από τις περιβαλλοντικές συνθήκες.



Εικόνα 3.4: Συντελεστές μορφής και μήκη μετατόπισης για εξαιρετικές συγκεντρώσεις χιονιού σε στέγες σε επαφή με, ή κοντά σε, υψηλότερες κατασκευές

Πίνακας 3.2: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για εξαιρετικές μετατοπίσεις χιονιού για στέγες σε επαφή με, ή κοντά σε, υψηλότερες κατασκευές

Συντελεστής σχήματος	Γωνία κλίσης της στέγης α_1			
	$0^\circ \leq \alpha_1 \leq 15^\circ$	$15^\circ < \alpha_1 \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha_1 < 60^\circ$	$60^\circ \leq \alpha_1$
μ_1	μ_3	$\mu_3 \{ [30 - \alpha_1] / 15 \}$	0	0
μ_2	μ_3	μ_3	$\mu_3 \{ [60 - \alpha_1] / 30 \}$	0
<i>Σημείωση:</i> μ_3 είναι το ελάχιστο των $2h/s_k$, $2b/l_s$ ή 8. Όπου b είναι το μέγιστο των b_1 ή b_2 και l_s είναι το ελάχιστο των $5h$, b_1 ή $15m$.				

Ειδικά στην περίπτωση της στέγης του νότιου σταυρού υπολογίστηκε:
 $b = \max(b_1, b_2) = (7,1, 7,6) = 7,6m$, $l_s = \min(5h, b_1, 15) = 7,1m$, $\mu_3 = \min(2h/s_k, 2b/l_s, 8) = 2,14$

όπου $h=9,8\text{m}$ στην προκειμένη. Επομένως, οι τιμές των συντελεστών σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα ελήφθησαν $\mu_2=\mu_3=2,14$ και $\mu_1=1,612$ για $\alpha=18,7^\circ$.

Η δικλινής στέγη του κυρίως ναού βρίσκεται εν μέρει σε επαφή με τον βόρειο τοίχο του καμπαναριού, ο οποίος λειτουργεί ως εμπόδιο και δεν επιτρέπει την απομάκρυνση του χιονιού, αλλά αντιθέτως δημιουργεί μια επιπλέον συσσώρευση. Υπήρξε, επομένως, η απαίτηση περαιτέρω μελέτης και να ληφθεί υπ' όψιν η δυσμενέστερη εκδοχή. Ωστόσο, η ειδική αυτή περίπτωση δεν προβλέπεται απόλυτα από τις ευρωπαϊκές διατάξεις, καθώς οι σχετικές με τον υπολογισμό των συντελεστών σχήματος σε στέγες με εμπόδια, αναφέρονται σε εμπόδια μέγιστου ύψους 1m. Για το λόγο αυτό, αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν συντελεστές από την παραπάνω διαδικασία. Τα μεγέθη που διαφοροποιήθηκαν ήταν το $h=7,6\text{m}$ και το $l_s=6,5\text{m}$. Συνεπώς, προέκυψαν $\mu_3=\mu_2=1,9$ και $\mu_1=1,4$.

3.3.1.3 Τελικά φορτία χιονιού

Από τη σχέση (3.1) με συντελεστές $C_e=0,8$, $C_t=1$, χαρακτηριστική τιμή χιονιού επί του εδάφους $s_k=2,19 \text{ kN/m}^2$ και συντελεστές μορφής με τις τιμές που προέκυψαν από την παραπάνω διαδικασία, εξήχθησαν οι τελικές τιμές των φορτίων επί των επιμέρους στεγών. Τα αποτελέσματα έχουν ως εξής:

Πίνακας 3.3: Φορτία χιονιού στις επιμέρους στέγες

Στέγη	Φορτίο χιονιού (kN/m^2)	
Ιερού	1,40	
Καμπαναριού	1,40	
Κυρίως ναού	1,40	
Κυρίως ναού, σε επαφή με το καμπαναριό	Κάτω	Πάνω
	2,50	3,30
Νότιας πτέρυγας σταυρού	Κάτω	Πάνω
	2,80	3,70

3.3.2 Δράσεις Ανέμου

Οι δράσεις ανέμου, εντάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο στις μεταλλικές κατασκευές, αποτελώντας συνήθως την κρίσιμη φόρτιση με βάση την οποία διαστασιολογείται ο φορέας τους. Υπολογίζονται με βάση το Μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1, το οποίο αναφέρεται σε τεχνικές κατασκευές ή έργα μηχανικού με ύψος μέχρι 200m και σε γέφυρες με άνοιγμα μέχρι 200m, για τις οποίες δεν απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση δυναμικής απόκρισης. Τα φορτία του ανέμου συνδυάζονται πάντα με άλλες δράσεις επί της κατασκευής, οι οποίες είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε συντελεστές ή ακόμα να αλλάξουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά. Υπογραμμίζεται ότι οι κατασκευές που είναι ευαίσθητες σε δυναμικές καταπονήσεις πρέπει να σχεδιάζονται και για φορτία κόπωσης.

3.3.2.1 Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.3)$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3$)

$I_v(z)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.4)$$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.5)$$

όπου:

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.6)$$

Στην σχέση αυτή:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1.0)

c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1.0)

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα, η τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$ για τη χώρα μας ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.7)$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1.0)

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

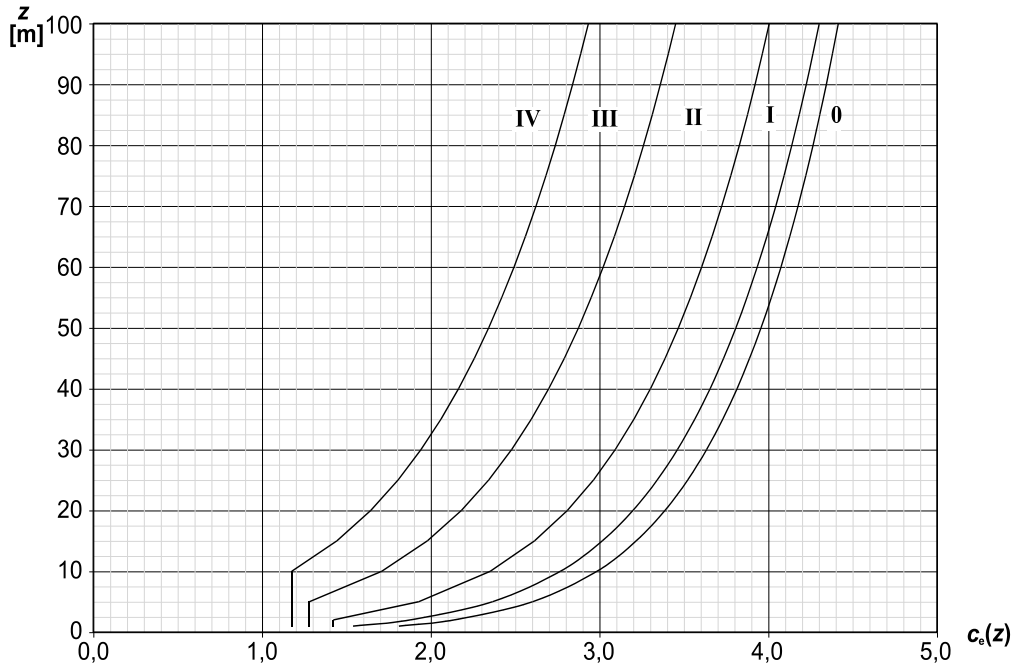
$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (3.8)$$

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1.0).

Για επίπεδο έδαφος όπου $c_0(z) = 1$, ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται από το διάγραμμα της εικόνας 3.4, ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Εικόνα 3.5: Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_0=1.0$ και $k_1=1.0$.

Πίνακας 3.4 : Κατηγορίες εδάφους κι αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1	10

Η περιοχή στην οποία βρίσκεται η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία III, με συντελεστές $z_0=0,3m$ και $z_{min}=5m$. Επιπλέον, από τις σχέσεις 3.6 και 3.5 για $v_{b,0}=27m/s$, $c_{dir}=1$, $c_{season}=1$ υπολογίστηκαν η βασική ταχύτητα ανέμου $v_b=27m/s$ και η βασική πίεση $q_b=455 \frac{Kg}{m \cdot s^2}$.

3.3.2.2 Εξωτερική πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου η οποία επενεργεί κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, δίνεται από τη σχέση :

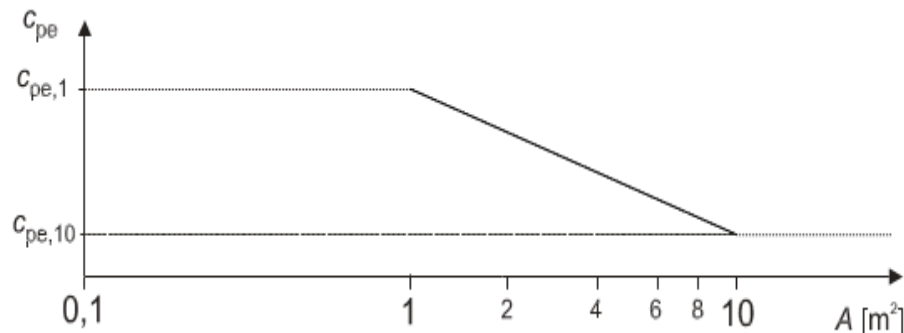
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.9)$$

όπου $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

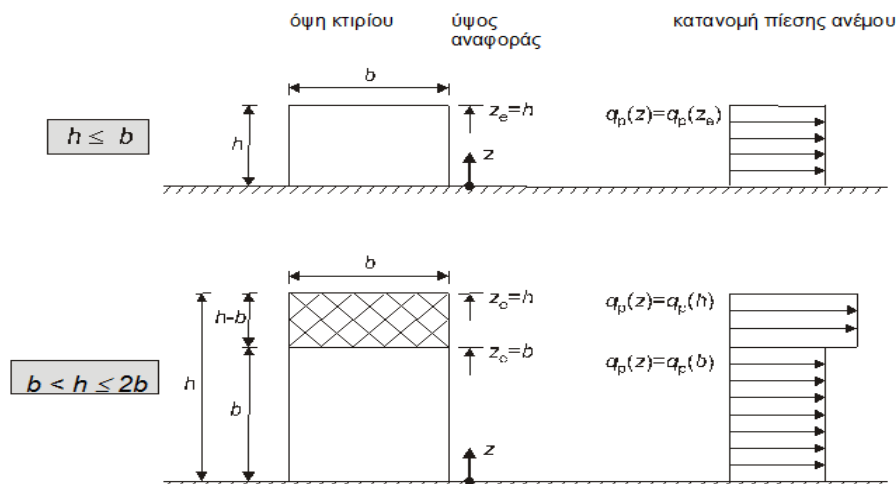
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία μεταφέρει τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα της κατασκευής. Υπάρχουν δύο χαρακτηριστικές της επιφάνειας φόρτισης με την πρώτη να έχει έκταση 1m^2 και τη δεύτερη 10m^2 , για τις οποίες δίνονται αντίστοιχα χαρακτηριστικές τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης.

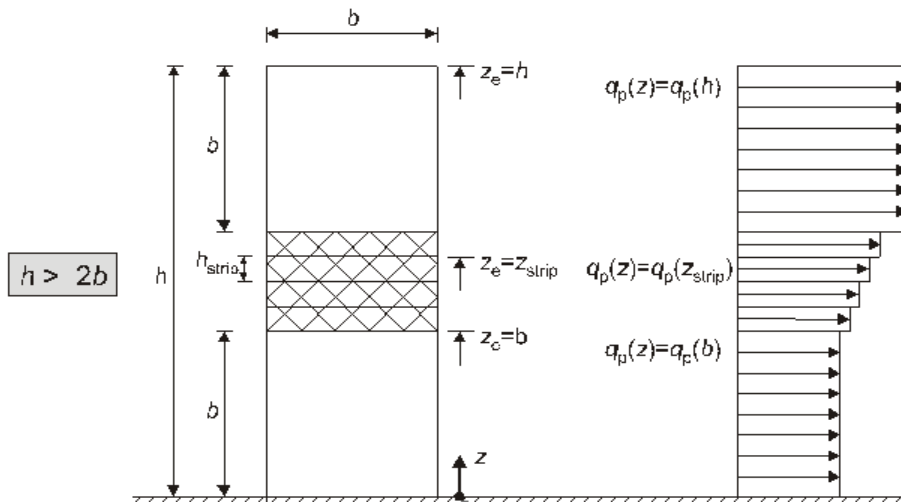


Εικόνα 3.6 :Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

Σύμφωνα με το διάγραμμα για $A \leq 1\text{m}^2$ $c_{pe} = c_{pe,1}$, για $A \geq 10\text{m}^2$ $c_{pe} = c_{pe,10}$, ενώ για ενδιάμεσες τιμές της επιφάνειας A ισχύει $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A$. Καθώς όλες οι επιφάνειες (κατακόρυφοι τοίχοι και στέγες) που εξετάστηκαν στην παρούσα εργασία είχαν εμβαδόν μεγαλύτερο των 10m^2 , χρησιμοποιήθηκαν οι συντελεστές $c_{pe,10}$.

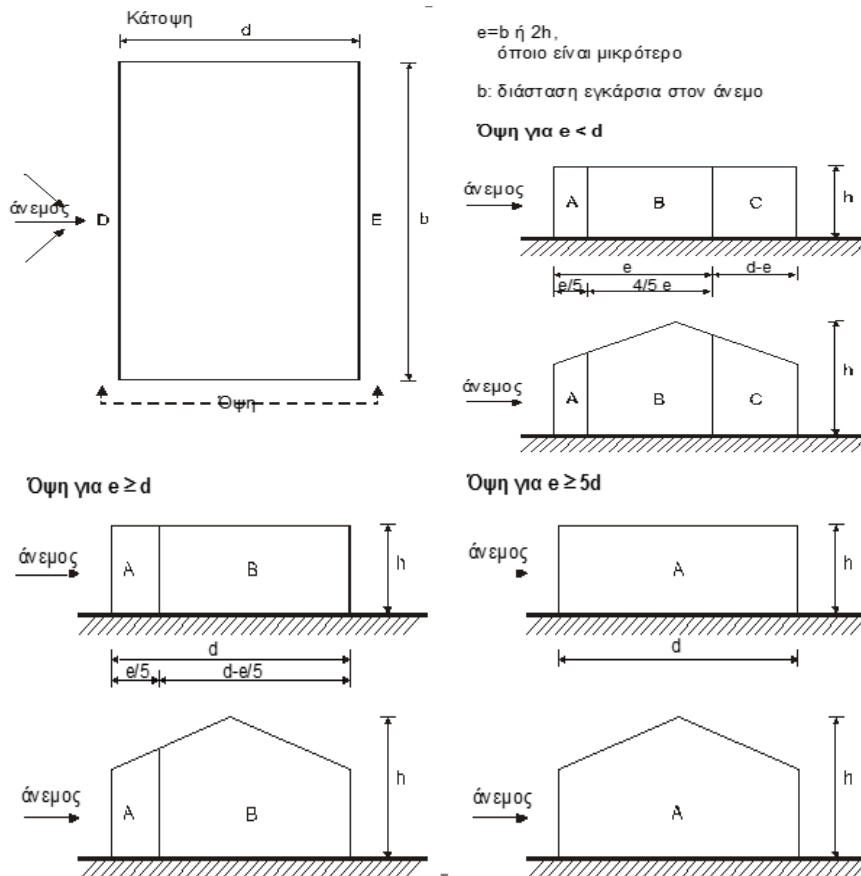
Το ύψος αναφοράς z_e των κατακόρυφων προσήνεμων τοίχων μιας κατασκευής προσδιορίζεται ανάλογα με τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου, με τον τρόπο που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα. Στους υπήνεμους και παράπλευρους τοίχους το ύψος αναφοράς θεωρείται ίσο με το ύψος του κτιρίου.





Εικόνα 3.7: Ύψος αναφοράς συνάρτησει των h και b και κατανομή πιέσεων

Οι κατακόρυφοι τοίχοι ενός κτιρίου υποδιαιρούνται, ακόμη σε ζώνες κατά πλάτος, ανάλογα με τη φορά του ανέμου και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κάτοψης του κτιρίου.



Εικόνα 3.8: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Ανάλογα με την τιμή του λόγου h/d και την εκάστοτε ζώνη, προκύπτουν τιμές για τους συντελεστές $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$. Για ενδιάμεσες τιμές του λόγου, πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 3.5: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	c _{pe,10}	c _{pe,1}	c _{pe,10}	c _{pe,1}	c _{pe,10}	c _{pe,1}	c _{pe,10}	c _{pe,1}	c _{pe,10}	c _{pe,1}
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1		-0,5
≤0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1		-0,3

Τα αποτελέσματα που έδωσε η παραπάνω διαδικασία για την υπό εξέταση κατασκευή παρατίθενται αναλυτικότερα στο Παράρτημα, ενώ παρακάτω παρουσιάζονται οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων, που υπολογίστηκαν με τη χρήση υπολογιστικού φύλλου excel.

1. Κυρίως Ναός

Το συγκεκριμένο τμήμα έχει πλάτος και ύψος 13,60m και 16,50m αντίστοιχα. Καθώς $b < h < 2h$ οι κατακόρυφοι τοίχοι διαιρέθηκαν σε δύο στάθμες σε ύψος $z_e=13,60m$ και $z_e=16,50m$, για καθένα από τα οποία προέκυψε η πίεση ταχύτητας αιχμής. Ακόμη, εφόσον $e_x=\min(b,2h)=\min(22,33)=22m$ και $e_y=\min(13,60,33)=13,60m$ οι παράλληλοι στην εκάστοτε διεύθυνση της δράσης του ανέμου επιμερίστηκαν κατά μήκος σε επιπλέον ζώνες. Τέλος, για $h/d_x=1,21$ και h/d_y προέκυψαν οι συντελεστές $c_{pe,10}$ κι οι εξωτερικές πιέσεις.

Πίνακας 3.6: Εξωτερικές πιέσεις κυρίως ναού

Ζώνη		A	B	C	D		E
z _e		z _e =16,50	z _e =16,50	z _e =16,50	z _e =13,60	z _e =16,50	z _e =16,50
we	Q=0	-1,119	-0,746		0,692	0,746	-0,476
	Q=90			-0,466	0,715	0,771	-0,516

2. Νότια(δεξιά) πτέρυγα σταυρού

Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο υπολογισμού του φορτίου του χιονιού η αριστερή πτέρυγα δε μελετήθηκε ούτε σε φορτία ανέμου, καθώς είναι προστατευμένοι όχι μόνο οι πλευρικοί της τοίχοι, αλλά και η στέγη της. Για το τμήμα που μελετήθηκε ισχύει $h=14,3m$, $b=6,0m$, δηλαδή $h>2b$ και $e_x=\min(b,2h)=\min(7,5,28,6)=7,5m$, $e_y=\min(6,28,6)=6m$, επομένως διαιρέθηκε σε τρεις καθ' ύψος λωρίδες και σε A, B, C ζώνες κατά μήκος, όπως φαίνεται στον πίνακα. Τέλος, για $h/d_x=2,38$ και $h/d_y=1,91$ προέκυψαν οι συντελεστές $c_{pe,10}$ κι οι εξωτερικές πιέσεις.

Πίνακας 3.7: Εξωτερικές πιέσεις πτέρυγας σταυρού

Ζώνη		A	B	C	D		E
z _e		z _e =14,30	z _e =14,30	z _e =14,30	z _e =6,00	z _e =8,30	z _e =14,30
we	Q=0	-1,092	-0,728		0,491	0,546	0,728
	Q=90			-0,455			
							-0,496

3. Ιερό

Για διευκόλυνση των υπολογισμών το ιερό θεωρήθηκε ορθογωνικής κάτοψης. Εφόσον $h=14,3m$, $b=13,60m \rightarrow b < h < 2h$, $e_x=\min(6,28,6)=6m$, $e_y=\min(13,6,28,6)=13,60m$, η καθ' ύψος διαίρεση έγινε σε τρεις στρώσεις, ενώ κατά μήκος θεωρήθηκαν ζώνες A,B,C όπως παρουσιάζεται παρακάτω. Τέλος, για $h/d_x=2,38$ και $h/d_y=1,05$ προέκυψαν οι συντελεστές $c_{pe,10}$ κι οι εξωτερικές πιέσεις.

Πίνακας 3.8: Εξωτερικές πιέσεις ιερού

Ζώνη		A	B	C	D		E
ze		ze=14,30	ze=14,30	ze=14,30	ze =13,60	ze=14,30	ze=14,30
we	Q=0	-1,092	-0,728	-0,455	0,692	0,728	-0,518
	Q=90						

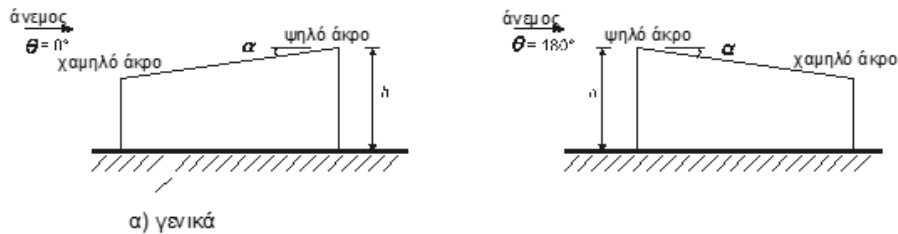
4. Καμπαναριό

Με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του, το καμπαναριό χωρίστηκε σε καθ' ύψος και κατά μήκος ζώνες όπως φαίνεται στο πίνακα που ακολουθεί. Γι' αυτό το επιμέρους τμήμα της κατασκευής υπολογίστηκαν $h > 2b$, $e_x = \min(7,2, 44) = 7,2\text{m}$, $e_y = \min(6,6, 44) = 6,6\text{m}$ και $h/d_x = 3,33$, $h/d_y = 3,06$ και τελικά οι συντελεστές $c_{pe,10}$ και οι εξωτερικές πιέσεις.

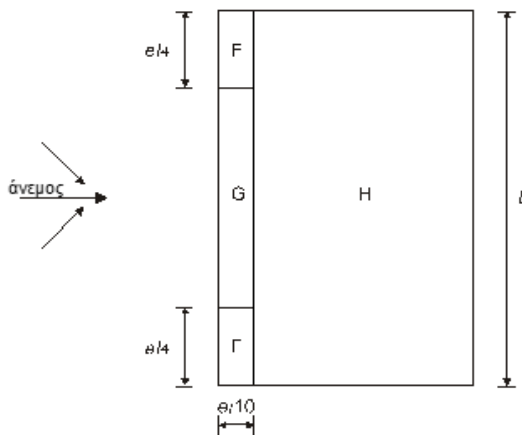
Πίνακας 3.9: Εξωτερικές πιέσεις καμπαναριού

Ζώνη		A	B	C	D				E
ze		ze=22	ze=22	ze=22	ze =6,60	ze=11	ze=15,40	ze=22	ze=22
we	Q=0	-1,229	-0,819		0,510	0,637	0,728	0,819	-0,631
	Q=90			-0,512					-0,617

Για τον υπολογισμό των εξωτερικών πιέσεων επί των στεγών μιας κατασκευής ακολουθείται όμοια διαδικασία με αυτή των κατακόρυφων τοίχων. Στον ευρωκώδικα γίνεται διάκριση μεταξύ οριζόντιων, μονοκλινών, δικλινών και τετρακλινών στεγών. Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα σχήματα και οι πίνακες που αφορούν τις μονοκλινείς στέγες, ενώ στο Παράρτημα παρατίθενται κι οι αντίστοιχοι πίνακες των υπόλοιπων κατηγοριών.



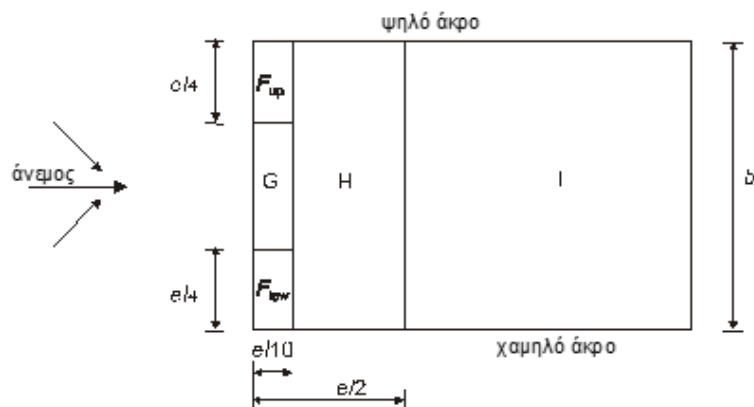
α) γενικά



β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ και $\theta = 180^\circ$

$e = b \text{ ή } 2h$
όποιο είναι μικρότερο

b: διάσταση εγκάρσια στον άνεμο



γ) διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Εικόνα 3.9: Συμβολισμοί για μονοκλινείς στέγες

Στην περίπτωση των στεγών οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης εξαρτώνται από τη γωνία κλίσης της στέγης και από τη φορά κατά την οποία πνέει ο άνεμος. Σημειώνεται ότι για τον υπολογισμό της πίεσης ταχύτητας αιχμής, λαμβάνεται υπ' όψιν ύψος αναφοράς ίσο με το ύψος του κτιρίου.

Πίνακας 3.10: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες για $Q=0^\circ$ και $Q=180^\circ$

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $Q = 0^\circ$						Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $Q = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2	-0,8	-1,2
	0		0		0							
15°	-0,9	-2	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2	-0,9	-1,2
	0,2		0,2		0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	0,7		0,7		0,4							
45°	0		0		0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	0,7		0,7		0,6							
60°	0,7		0,7		0,7		-0,5	-1	-0,5		-0,5	
75°	0,8		0,8		0,8		-0,5	-1	-0,5		-0,5	

Πίνακας 3.11: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες για $Q=90^\circ$

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $Q = 90^\circ$									
	F_{up}		F_{low}		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2	-1,5	-2	-1	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2	-1,4	-2	-1	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2	-1,2	-2	-1,2	-2	-1	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2	-1,2	-2	-1,2	-2	-1	-1,3	-0,5	

Με βάση την προαναφερθείσα διαδικασία και χρησιμοποιώντας τους κατάλληλους πίνακες για κάθε μορφή στέγης, εξήχθησαν τα ακόλουθα αποτελέσματα.

1. Ιερό

Η στέγη του ιερού θεωρήθηκε ότι αποτελείται από επτά μονοκλινείς στέγες με κλίση ίση με τη μέγιστη αυτών, δηλαδή $\alpha=21^\circ$.

Πίνακας 3.12: Εξωτερικές πιέσεις στέγης ιερού

h=16,5m	Ζώνη	F _{up}	F _{low}	G	H	I
we	Q=0	-0,673		-0,619	-0,237	
		0,364		0,364	0,255	
	Q=180	-1,765		-1,001	-0,783	
	Q=90	-2,075	-1,347	-1,583	-0,801	-0,673

2. Κυρίως ναός και σταυρός

Η στέγη των τμημάτων αυτών είναι δικλινής. Ως στέγη του σταυρού θεωρήθηκε εκείνη με διαστάσεις κάτοψης $b=25,60\text{m}$ και $l=7,50\text{m}$, η οποία αποτελεί προέκταση εκείνης του κυρίως ναού. Οι εξωτερικές πιέσεις που προέκυψαν είναι ίδιες στις δύο περιπτώσεις, ενώ η μόνη διαφορά που παρατηρείται είναι τα μήκη των ζωνών στις οποίες διαιρέθηκαν.

Πίνακας 3.13: Εξωτερικές πιέσεις στέγης κυρίως ναού και σταυρού

h=16,5m	Ζώνη	F	G	H	I	J
we	Q=0	-0,750	-0,679	-0,258	-0,373	-0,821
		0,299	0,299	0,231	0	0
	Q=90	-1,168	-1,235	-0,605	-0,467	

3. Καμπαναριό

Η στέγη του καμπαναριού είναι τετρακλινής με κλίσεις $22,60^\circ$ και $24,5^\circ$ κατά τον άξονα x και y αντίστοιχα. Γι' αυτές τις τιμές υπολογίστηκαν οι παρακάτω τιμές των εξωτερικών πιέσεων.

Πίνακας 3.14: Εξωτερικές πιέσεις στέγης καμπαναριού

Ζώνες	F	G	H	I	J	K	L	M	N	
we	Q=0	-0,714	-0,664	-0,255	-0,460	-0,868	-0,866	-1,434	-0,718	-0,255
		0,360	0,464	0,309	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	Q=90	-0,662	-0,625	-0,242	-0,447	-0,829	-0,775	-1,434	-0,744	-0,242
		0,399	0,529	0,335	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

3.3.2.3 Εσωτερική πίεση w_i

Η πίεση του ανέμου η οποία επενεργεί κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, δίνεται από τη σχέση :

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.10)$$

όπου, $q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητα αιχμής
 z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση
 c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και γι' αυτό το λόγο πρέπει να λαμβάνονται από κοινού υπ' όψιν στους υπολογισμούς, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Σε περίπτωση που δεν είναι δυνατός ο ακριβής προσδιορισμός του λόγου της συνολικής επιφάνειας των ανοιγμάτων με αρνητικό c_{pe} προς τη συνολική επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν κάποιες χαρακτηριστικές τιμές. Συγκεκριμένα το c_{pi} μπορεί να ληφθεί ως το πλέον δυσμενές από τα 0,2 ή -0,3, όπως έγινε και στην περίπτωση της υπό μελέτη κατασκευής.

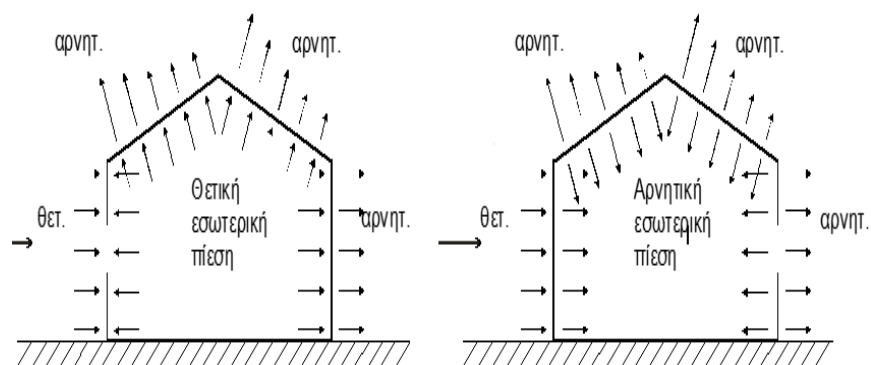
Πίνακας 3.15: Εσωτερικές πιέσεις των κατακόρυφων τοίχων των τμημάτων της κατασκευής

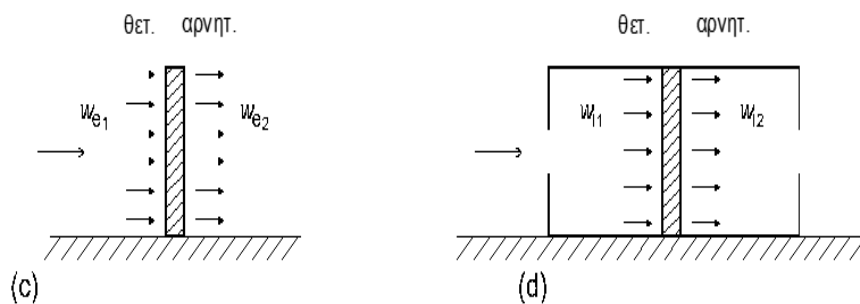
Ζώνη		A	B	C	D		E		
wi	Κυρίως Ναός	$z_i=16,50$	$z_i=16,50$	$z_i=16,50$	$z_i=13,60$		$z_i=16,50$	$z_i=16,50$	
		0,187	0,187	0,187	0,173		0,187	0,187	
		-0,280	-0,280	-0,280	-0,259		-0,280	-0,280	
	Πτέρυγα Σταυρού	$z_i=14,30$	$z_i=14,30$	$z_i=14,30$	$z_i=6,00$	$z_i=8,30$	$z_i=14,30$		$z_i=14,30$
		0,182	0,182	0,182	0,123	0,137	0,182		0,182
		-0,273	-0,273	-0,273	-0,184	-0,205	-0,273		-0,273
	Καμπαναριό	$z_i=22$	$z_i=22$	$z_i=22$	$z_i=6,60$	$z_i=11$	$z_i=15,40$	$z_i=22$	$z_i=22$
		0,205	0,205	0,205	0,127	0,159	0,182	0,205	0,205
		-0,307	-0,307	-0,307	-0,191	-0,239	-0,273	-0,307	-0,307
	Ιερό	$z_i=14,30$	$z_i=14,30$	$z_i=14,30$	$z_i=13,60$		$z_i=14,30$		$z_i=14,30$
		0,182	0,182	0,182	0,173		0,182		0,182
		-0,273	-0,273	-0,273	-0,259		-0,273		-0,273

Οι εσωτερικές πιέσεις των επιμέρους στεγών ισούνται με τις εσωτερικές πιέσεις των υποκείμενων τοίχων, για ύψος αναφοράς ίσο με το μέγιστο της κάθε περίπτωσης.

3.3.2.4 Τελική πίεση w

Η τελική πίεση που εφαρμόζεται σε ένα επιμέρους στοιχείο μιας κατασκευής είναι η διαφορά πιέσεων επί της επιφάνειας του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Στην κατασκευή στη δικλινή στέγη ελήφθη υπόψη και η επιρροή της τριβής, καθώς πρόκειται για μια επιμήκη επιφάνεια, η τιμή της οποίας υπολογίστηκε $w_{fr} = c_{fr} q_p(z) = 0,02 * 14,30 = 0,289 \text{ kN/m}^2$, όπου $c_{fr} = 0,02$ για τραχείες επιφάνειες.





Εικόνα 3.10 : Πίεση επί των επιφανειών

3.4 Σεισμικές Δράσεις

Η πλειοψηφία των σύγχρονων κανονισμών ορίζει τις *σεισμικές δράσεις* ως ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους και όχι ως σεισμικές δυνάμεις της κατασκευής, αποδίδοντας την πραγματική φύση του φαινομένου κι επιτρέποντας την εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Οι εισαγόμενες στην κατασκευή δυνάμεις προκύπτουν, επομένως, από τις σεισμικές δράσεις καθώς αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις λόγω αντίστασης των μαζών στη μεταδιδόμενη κίνηση του εδάφους.

Οι σεισμικές δράσεις χαρακτηρίζονται ως τυχηματικές δράσεις, οι οποίες δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές ή με τις δράσεις του ανέμου. Εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης του εδάφους (επιτάχυνση, διεύθυνση, χρονική διάρκεια κ.α.), καθώς κι από την απόκριση της κατασκευής, η οποία εξαρτάται από τη δυσκαμψία της, την κατανομή της μάζας, την απόσβεση κ.α.

Ο υπολογισμός τους γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, κατά την φιλοσοφία του οποίου ο αντισεισμικός σχεδιασμός διέπεται από τις εξής βασικές αρχές:

1. Σε μικρούς σεισμούς, η κατασκευή πρέπει να συμπεριφερθεί ελαστικά, δηλαδή να μην υποστεί ζημιές.
2. Σε μεγάλους σεισμούς με μικρή πιθανότητα να συμβούν στην προβλεπόμενη διάρκεια ζωής του έργου, η κατασκευή επιτρέπεται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή και επομένως να υποστεί επιδιορθώσιμες ζημιές περιορισμένης έκτασης.
3. Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα υπάρξει κανένας κίνδυνος μερικής ή ολικής κατάρρευσης, αποκλείοντας μορφές αστοχίας που μπορούν να οδηγήσουν εκεί και σχεδιάζοντας κατάλληλα την κατασκευή, ώστε να αποφευχθούν ψαθυρές μορφές αστοχίας.

Η σεισμική φόρτιση διαρκεί λίγα μόνο δευτερόλεπτα, κατά τη διάρκεια των οποίων συμβαίνουν συνεχείς φορτίσεις – αποφορτίσεις της κατασκευής με εναλλασσόμενο πρόσημο. Κατά τη διάρκεια των φορτίσεων, που οι κατασκευές αποκρίνονται στην πλαστική περιοχή (πρόκληση βλαβών), μειώνεται τόσο η αντοχή όσο κι η δυσκαμψία τους, ενώ κατά τις αποφορτίσεις το σύστημα ανακτά την δυσκαμψία του.

3.4.1 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, το *ελαστικό φάσμα απόκρισης*. Η

οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες, που λαμβάνονται ως ανεξάρτητες μεταξύ τους κι οποίες εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Η κατακόρυφη σεισμική δράση, η οποία περιγράφεται από μία μοναδική συνιστώσα, εκφράζεται από ένα δεύτερο φάσμα απόκρισης.

Κατά τον σχεδιασμό, προκειμένου να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, το *φάσμα σχεδιασμού*. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.13)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.14)$$

όπου:

$S_d(T)$ το φάσμα σχεδιασμού

a_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = a_{g,R} \cdot \gamma_I$)

T_B το κάτω όριο της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης

T_C το άνω όριο της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης

T_D η τιμή της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής μετακίνησης

S ο συντελεστής του εδάφους

q ο συντελεστής συμπεριφοράς

β συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού ($\beta=0.2$).

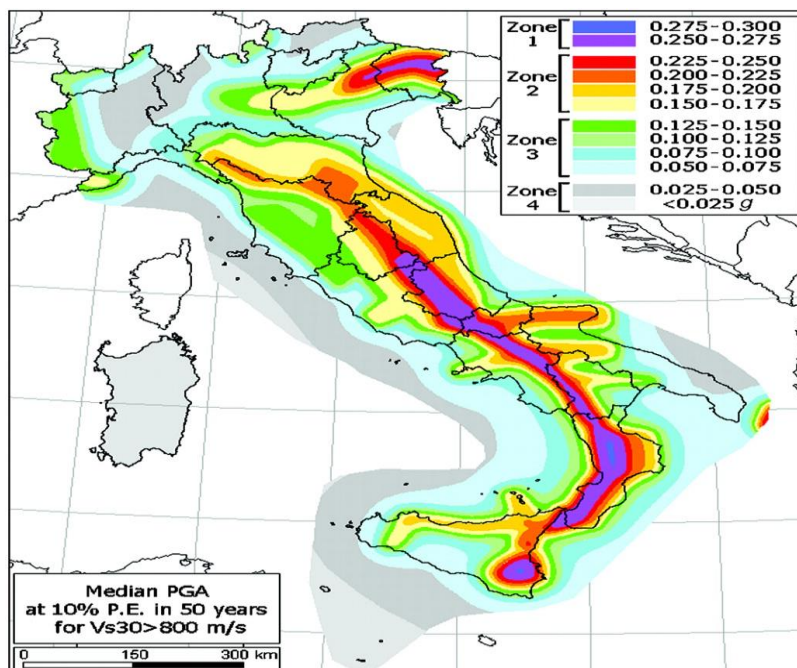
Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_g σε έδαφος κατηγορίας A εξαρτάται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_{gr} σε ανάλογο έδαφος, καθώς κι από την κατηγορία σπουδαιότητας του έργου, όπως φαίνεται και στην παρακάτω σχέση.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{g,R} \quad (3.15)$$

Πίνακας 3.16: Κατηγορία σπουδαιότητας κατασκευής

Κατηγορία σπουδαιότητας	Περιγραφή	γ_1
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0.80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1.00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1.20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ	1.40

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση εξαρτάται από τη ζώνη στην οποία ανήκει η περιοχή κατασκευής του έργου. Οι ζώνες αυτές είναι διαθέσιμες στα Εθνικά Προσαρτήματα και παρουσιάζονται σε κατάλληλους χάρτες. Ο χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Ιταλίας, συμπεριλαμβανομένων και των τιμών της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, εμφανίζεται στη συνέχεια.



Εικόνα 3.11: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ιταλίας

Σύμφωνα με το Ευρωκώδικα 8 διακρίνονται πέντε βασικές κατηγορίες εδάφους, οι οποίες χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της επιρροής που ασκούν οι τοπικές εδαφικές συνθήκες στη σεισμική δράση. Η κατάταξη σε κάποια από αυτές τις κατηγορίες πραγματοποιείται με βάση την στρωματογραφία και χαρακτηριστικά του εδάφους, όπως η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων και η διατμητική αντοχή.

Πίνακας 3.17: Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.

Υπάρχουν δύο τύποι φασμάτων σχεδιασμού και χρησιμοποιείται κάθε φορά εκείνο που συστήνεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Στην Ιταλία χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού του Τύπου 1, το οποίο προβλέπει τις παρακάτω τιμές παραμέτρων.

Πίνακας 3.18: Τιμές παραμέτρων για φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Υπογραμμίζεται ότι η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα υπολογίζεται από τους ίδιους τύπους, χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές για ορισμένες μεταβλητές.

Πίνακας 3.19: Τιμές παραμέτρων για τον υπολογισμό της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας

Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0,9	0,05	0,15	1
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του προσδιορίζονται ανάλογα με το σύστημα του φορέα, κατά πόσο είναι μεταθετός κλπ.

3.4.2 Επιλογή τιμών παραμέτρων για την κατασκευή της μελέτης

Η κατασκευή που εξετάστηκε στην παρούσα εργασία ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III, καθώς είναι εκκλησία, κι επομένως ισχύει γι' αυτήν $\gamma_I=1,2$. Η Νορβία ανήκει στη ζώνη της υψηλότερης σεισμικής επικινδυνότητας, με επιτάχυνση $a_{gr}=0,28g$, ενώ το έδαφος της εντάσσεται στην κατηγορία B. Ο συντελεστής συμπεριφοράς που επιλέχθηκε για την κατασκευή έχει τιμή $q=1,5$.

3.5 Συνδυασμοί φορτίσεων

Οι συνδυασμοί των φορτίων που επενεργούν σε μία κατασκευή καλύπτουν τις διάφορες καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας-που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης, παροδικές- που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, τυχηματικές-που αφορούν εξαιρετικές συνθήκες και σεισμού). Χρησιμοποιούνται προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια μιας κατασκευής στις οριακές καταστάσεις που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 3.1.

3.5.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Ο EN1990 προβλέπει τους παρακάτω συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.16)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.25) \quad (3.17)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,i} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.18)$$

όπου + υποδηλώνει ότι οι δράσεις αυτές συνδυάζονται και δεν αθροίζονται αλγεβρικά ή γεωμετρικά

Σ υποδηλώνει το συνδυασμένο αποτέλεσμα

Οι τιμές του συντελεστή γ που προτείνονται από το εκάστοτε Εθνικό Προσάρτημα για την περίπτωση των καταστάσεων διαρκείας και των παροδικών καταστάσεων (3.16) είναι οι $\gamma_G = 1.35$ για τις μόνιμες δράσεις και $\gamma_Q = 1.50$ για τις διάφορες μεταβλητές δράσεις

Πίνακας 3.12: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

Δράσεις	Ψ ₀	Ψ ₁	Ψ ₂
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤ 30kN	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN < βάρος οχημάτων ≤ 160kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7 0	0,5 0	0,3 0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H ≤ 1000 m	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Πρόσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

3.5.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί που προβλέπονται για τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι παρακάτω:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1} + " \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.19)$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + " \psi_{1,1} Q_{k,1} + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.20)$$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.21)$$

όπου οι συντελεστές ψ_i δίνονται από τον πίνακα

3.5.3 Συνδυασμοί δράσεων επί της κατασκευής

Οι συνδυασμοί με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση κι η διαστασιολόγηση της υπό μελέτη κατασκευής είναι οι ακόλουθοι:

1. Οριακή κατάσταση Αστοχίας

- 1,35G+1,5W_x+1,5*0,6W_y+1,5*0,5S
- 1,35G+1,5W_x+1,5*0,6(-W_y)+1,5*0,5S
- 1,35G+1,5W_y+1,5*0,6W_x+1,5*0,5S
- 1,35G+1,5W_y+1,5*0,6(-W_x)+1,5*0,5S

- $1,35G+1,50(-W_y)+1,50*0,60(-W_x)+1,50*0,50S$
- $1,35G+1,50(-W_y)+1,50*0,60W_x+1,50*0,50S$
- $1,35G+1,50(-W_x)+1,50*0,60W_y+1,50*0,50S$
- $1,35G+1,50(-W_x)+1,50*0,60(-W_y)+1,50*0,50S$
- $1,35G+ 1,50S+1,5*0,60W_x+1,5*0,6W_y$
- $1,35G+ 1,50S+1,50*0,60W_x+1,50*0,60(-W_y)$
- $1,35G+ 1,50S+1,50*0,60(-W_x)+1,50*0,60W_y$
- $1,35G+ 1,50S+1,50*0,60(-W_x)+1,50*0,60(-W_y)$
- $1,00G+1,00E_x+0,30E_y$
- $1,00G+1,00E_y+0,30E_x$

2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- 1,00G

4 Ανάλυση κι έλεγχος φορέα

Το προσομοίωμα του φορέα που χρησιμοποιήθηκε προκειμένου να πραγματοποιηθεί η ανάλυση, η διαστασιολόγηση, αλλά κι ο έλεγχός του, έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού SAP2000 V19. Πρόκειται για ένα λογισμικό ανάλυσης με ενσωματωμένο σχεδιαστικό περιβάλλον, στο οποίο είναι δυνατή η μόρφωση φορέων κάθε γεωμετρίας, εξυπηρετώντας με αυτόν τον τρόπο μελέτες για έργα μηχανικού διαφορετικής φύσης. Δίνεται, επιπλέον, η δυνατότητα εισαγωγής του φορέα από άλλο σχεδιαστικό πρόγραμμα, όπως το Autocad, εφόσον θελήσει κάτι τέτοιο ο χρήστης. Διαθέτει βιβλιοθήκες υλικών σκυροδέματος και χάλυβα, ενώ είναι δυνατή η εισαγωγή νέων υλικών με τις επιθυμητές ιδιότητες.

Καθώς το λογισμικό χρησιμοποιεί τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση του εκάστοτε φορέα, υπάρχουν τρεις διαφορετικές κατηγορίες στις οποίες μπορούν να ενταχθούν τα μέλη του. Η πρώτη κατηγορία είναι τα γραμμικά στοιχεία ή στοιχεία δοκού, η δεύτερη τα επιφανειακά στοιχεία (δισδιάστατα) και η τρίτη τα στερεά στοιχεία (τρισδιάστατα). Σημειώνεται ότι τα μέλη που έχουν την ίδια λειτουργία(π.χ δοκοί ή υποστυλώματα) μπορούν να ενταχθούν σε ξεχωριστές ομάδες, στις οποίες μπορούν να αποδοθούν ιδιότητες υλικών, φορτία, διατομές κ.α, εξοικονομώντας χρόνο και κόπο στο χρήστη.

Για την εφαρμογή των φορτίων το πρόγραμμα εκτός από την τυπική μέθοδο εισαγωγής κάποιων προϋπολογισμένων τιμών προσφέρει και διαδικασίες υπολογισμού εξ' αρχής των φορτίων, όπως στην περίπτωση των ανεμοπιέσεων.

Δίνονται ακόμη διαφορετικές επιλογές ως προς την ανάλυση, η οποία μπορεί να είναι ιδιομορφική, στατική, δυναμική κλπ., γραμμική και μη γραμμική. Στην τελευταία περίπτωση μπορεί να εξεταστεί ο φορέας στην απαραμόρφωτη κατάσταση ή να ληφθούν υπόψη και φαινόμενα δευτέρας τάξης.

Έχοντας ολοκληρώσει όλα τα προηγούμενα στάδια, το λογισμικό μπορεί να επιλέξει την κατάλληλη για κάθε μέλος διατομή μέσα από ένα σύνολο προεπιλογών και να εφαρμόσει τους κατάλληλους ελέγχους, ώστε να αξιολογήσει την επάρκειά της. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται μπορούν να είναι σύμφωνοι με διάφορους διεθνείς κανονισμούς, ανάλογα με την περιοχή της κατασκευής και τις ισχύουσες εκεί διατάξεις.

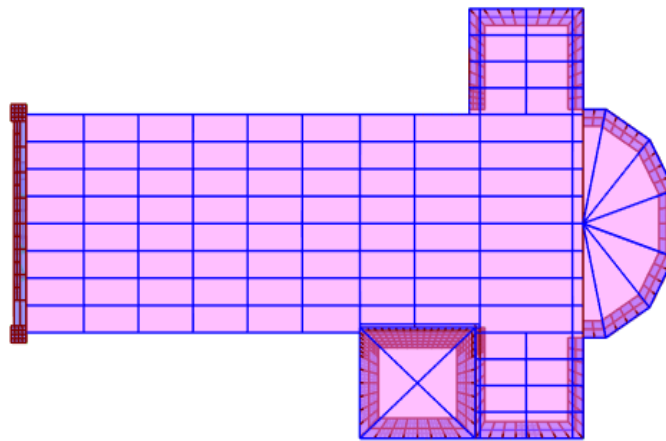
4.1 Σχεδιασμός του προσομοιώματος στο λογισμικό SAP2000

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο κεφάλαιο της μόρφωσης του φορέα, ο μεταλλικός φέρων οργανισμός επιλέχθηκε να σχεδιαστεί στο πρόγραμμα autocad και να εισαχθεί στο λογισμικό ανάλυσης, αφού πρώτα τροποποιήθηκε σε αρχείο κατάλληλης μορφής. Στη συνέχεια έπρεπε να μορφωθούν και να μοντελοποιηθούν κατάλληλα όλα τα στοιχεία του φορέα. Έτσι, διαμορφώθηκαν οι επιφάνειες των πλευρικών τοίχων, αλλά και των λίθινων τοίχων που διατηρούνται κι αυτών που επανακατασκευάστηκαν. Συγκεκριμένα τα μεταλλικά στοιχεία προσομοιώθηκαν με στοιχεία ράβδου, οι οπτοπλινθοδομές με επιφανειακά στοιχεία, ενώ οι λιθοδομές με στερεά. Ειδικότερα οι λιθοδομές, αφού ορίστηκαν ως στερεά, έπρεπε να διακριτοποιηθούν σε μικρότερα στοιχεία, ώστε να γίνει κατά το δυνατόν ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς του φορέα. Έπρεπε, επιπλέον, να εξασφαλιστεί η συνεργασία των επιφανειών με τα προσκείμενα σε αυτές μεταλλικά μέλη, για τη σωστή συνεργασία τους και την ορθή μεταφορά των δυνάμεων μέσω της εντολής area mesh. Στο σημείο επαφής των υποστυλωμάτων με την λίθινη

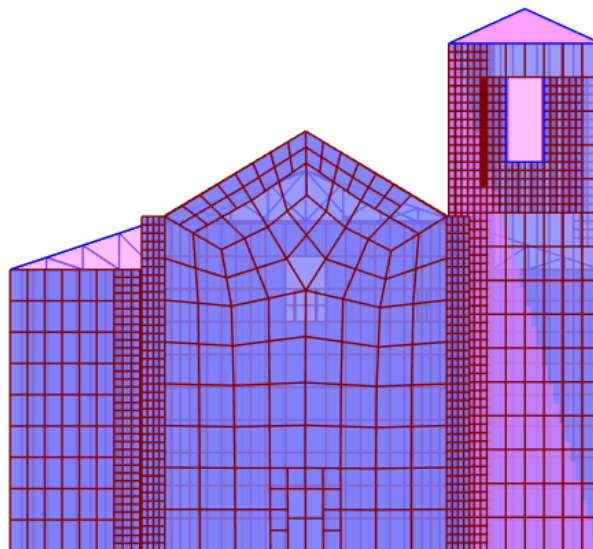
πρόσοψη, αλλά στα σημεία που αυτά βρίσκονταν εντός του πέτρινου τοίχου του καμπαναριού, επιβλήθηκαν κάποιοι περιορισμοί ως προς την ελευθερία κίνησης (body constraints), ώστε να εξασφαλίζεται μια εξαρτημένη κίνηση στους κόμβους επαφής τους. Έπειτα δημιουργήθηκαν τα απαραίτητα ανοίγματα και αποδόθηκαν τα υλικά κατασκευής στα επιμέρους τμήματα, με χαρακτηριστικά που αναφέρονται στο δεύτερο κεφάλαιο.

Αφού επιλέχθηκαν οι επιθυμητοί τύποι διατομών, ανατέθηκαν στα μέλη κάποια ενδεικτικά μεγέθη τους. Κατόπιν, ορίστηκαν οι τύποι των δρώντων φορτίων μέσω της επιλογής define load pattern, συνδυάστηκαν με τους κατάλληλους συντελεστές στην καρτέλα load cases, όπου ορίστηκαν κι οι επιθυμητές παράμετροι της μη γραμμικής ανάλυσης. Τέλος, οι συνδυασμοί περάστηκαν στα load combinations, ώστε να μπορεί το πρόγραμμα με βάση αυτούς να διαστασιολογήσει τον φορέα.

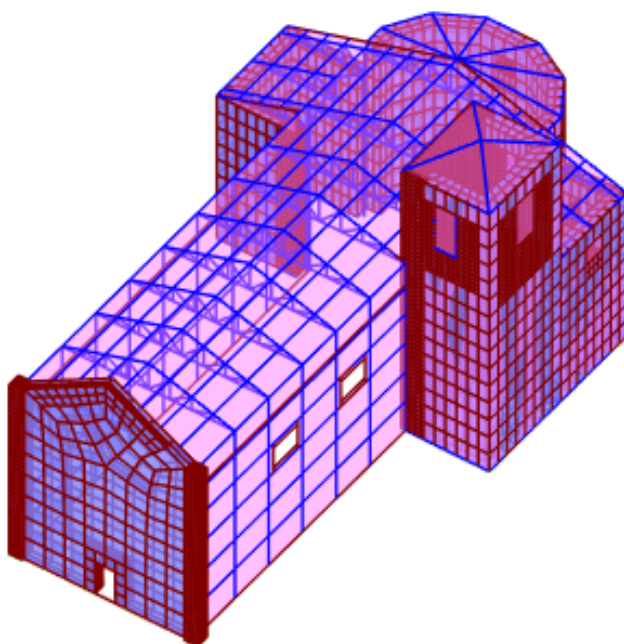
Μετά από την πρώτη ανάλυση εκτιμήθηκαν οι αρχικές διατομές και εφόσον δεν επαρκούσαν αντικαταστάθηκαν με άλλες καταλληλότερες. Σε αυτό το στάδιο χρησιμοποιήθηκε η δυνατότητα επιλογής διατομών από ένα εύρος διαστάσεων, ώστε να γίνει η κατά το δυνατόν καλύτερη αξιοποίηση τους. Χρειάστηκαν αρκετές επαναλήψεις μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση των αποτελεσμάτων του σχεδιασμού και της ανάλυσης και να προσδιοριστούν οι τελικές διατομές. Το ίδιο το πρόγραμμα, κατά τη διάρκεια αυτής της διαδικασίας, πραγματοποίησε ελέγχους με βάση τους Ευρωκώδικες.



Εικόνα 4.1 : Κάτοψη προσομοιώματος στο SAP2000



Εικόνα 4.2: Πρόσοψη του προσομοιώματος στο SAP2000



Εικόνα 4.3 : Τρισδιάστατο μοντέλο στο SAP2000

4.2 Επιλογή τύπου ανάλυσης κι έλεγχοι αντοχής διατομών

Η ανάλυση του προσομοιώματος που περιγράφηκε νωρίτερα επιλέχθηκε ελαστική, μη-γραμμική, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις επιρροές των φαινομένων 2^{ης} τάξης, δηλαδή την επίδραση των παραμορφώσεων της κατασκευής. Η χρήση της ελαστικής ανάλυσης χρησιμοποιείται γενικά, ανεξάρτητα του αν η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με βάση την ελαστική ή πλαστική αντοχή τους. Υπογραμμίζεται πως το γεγονός ότι το πρόγραμμα ανάλυσης προτείνει κάποιες διατομές δεν σημαίνει την άκριτη υιοθέτησή τους. Τόσο τα μεγέθη των διατομών όσο κι οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν και χωρίς τη βοήθεια του προγράμματος, ώστε να επιβεβαιωθούν τα αποτελέσματα.

4.2.1 Κατάταξη διατομών

Η επιλογή της κατάλληλης ανάλυσης, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη σε συνδυασμό με την επιλογή του σωστού τρόπου υπολογισμού της αντοχής των διατομών, αποτελούν τις προϋποθέσεις ενός σωστού σχεδιασμού.

Οι διατομές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες, ανάλογα με την επίδραση που έχει ο τοπικός λυγισμός στην αντοχή και τη στρωφική τους δυσκαμψία.

Κατηγορία 1: Σε αυτήν ανήκουν οι διατομές οι οποίες μπορούν να αναπτύξουν ροπή ίση με την πλαστική διατηρώντας την απαιτούμενη στρωφική δυσκαμψία, χωρίς μείωση της αντοχής τους.

Κατηγορία 2: Σε αυτήν εντάσσονται οι διατομές που αφενός μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή, αφετέρου διαθέτουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

Κατηγορία 3: Οι διατομές που ανήκουν σε αυτήν την κατηγορία δεν μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής λόγω λυγισμού, αν και τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του μέλους μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής (με θεώρηση ελαστικής κατανομής των τάσεων).

Κατηγορία 4: Σε αυτήν εντάσσονται οι διατομές στις οποίες εμφανίζεται τοπικός λυγισμός σε ένα ή περισσότερα μέρη τους, πριν να προλάβουν να αναπτύξουν την τάση διαρροής.

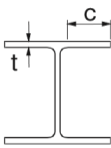
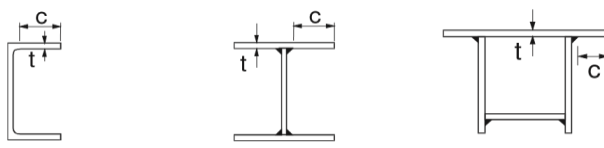
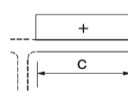
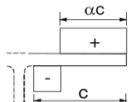
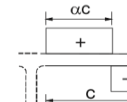
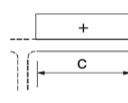
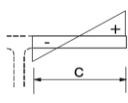
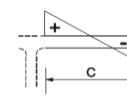
Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται όχι μόνο από τη γεωμετρία της, αλλά και από τον τύπο της επιβαλλόμενης σε αυτήν φόρτισης (καμπτική, αξονική ή συνδυασμός αυτών). Η διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με τη δυσμενέστερη κατηγορία των επιμέρους θλιβόμενων πλακοειδών τμημάτων της (πέλματα και κορμός). Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται τα όρια για τις τρεις πρώτες κατηγορίες, ενώ οι διατομές που δεν πληρούν ούτε το κριτήριο της τρίτης κατηγορίας εντάσσονται στην τέταρτη. Σε αυτήν την περίπτωση χρησιμοποιούνται ενεργά πλάτη, προκειμένου να συνυπολογιστούν οι μειώσεις που επιφέρει ο τοπικός λυγισμός στην αντοχή τους.

Πίνακας 4.1: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

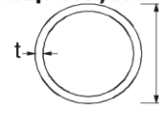
Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Άξονας κάμψης		
				Άξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1^{*)}$: $c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 4.2: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για προεξέχοντα θλιβόμενα στοιχεία

Προεξέχοντα πέλματα						
						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a}$		$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$		
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a}$		$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 4.3: Λόγος διαμέτρου προς πάχος σωληνωτών διατομών

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Παρακάτω παρατίθεται η διαδικασία κατάταξης των διατομών των μεταλλικών μελών της κατασκευής. Εφόσον ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε ήταν S355, ο συντελεστής ϵ που εμπλέκεται στους υπολογισμούς λήφθηκε $\epsilon=0,81=\sqrt{235/355}$

1. Υποστυλώματα HEB280

- Κορμός (θλίψη) : $c/t=196/10,5=18,66 < 33\epsilon =26,73$, επομένως ο κορμός είναι 1^{ης} κατηγορίας
- Πέλματα (θλίψη) : $c/t= [(280-10,5-24)/2]/0,018=6,82 < 9\epsilon=7,29$, επομένως τα πέλματα είναι 1^{ης} κατηγορίας

Συνεπώς όλη η διατομή είναι 1^{ης} κατηγορίας

2. Πλαγιωτεγίδες IPE200

- Κορμός (κάμψη) : $c/t = 159/5,6 = 28,39 < 72\varepsilon = 58,32$, επομένως ο κορμός είναι 1^{ης} κατηγορίας
- Πέλματα (θλίψη): $c/t = [(100-5,6-12)/2]/8,5 = 4,84 < 9\varepsilon = 7,29$, άρα τα πέλματα είναι 1^{ης} κατηγορίας

Συνεπώς όλη η διατομή είναι 1^{ης} κατηγορίας

3. Δικτυώματα 70x70x5

- Κορμός (θλίψη) : $c/t = (70-10)/5 = 12 < 33\varepsilon = 26,73$, άρα ανήκει στην 1^η κατηγορία

Κατά συνέπεια όλη η διατομή ανήκει στην 1^η κατηγορία

4. Τεγίδες 70x70x5

- Κορμός (θλίψη): $c/t = (70-10)/5 = 12 < 33\varepsilon = 26,73$, επομένως οι κορμοί ανήκουν στην 1^η κατηγορία

Επομένως όλη η διατομή ανήκει στην 1^η κατηγορία

5. Τεγίδες 80x80x5

- Κορμός (θλίψη) : $c/t = (80-10)/5 = 14 < 33\varepsilon = 26,73$, ανήκουν δηλαδή στην 1^η κατηγορία

Συνεπώς όλη η διατομή κατατάσσεται στην 1^η κατηγορία

6. Δικτυώματα 90x50x4

- Κορμός (θλίψη) : $c/t = (90-8)/4 = 20,5 < 33\varepsilon = 26,73$, δηλαδή 1^{ης} κατηγορίας

Επομένως όλη η διατομή ανήκει στην 1^η κατηγορία

7. Δικτυώματα 150x100x6,3

- Κορμός (θλίψη) : $c/t = (150-12,6)/6,3 = 21,80 < 33\varepsilon$, επομένως 1^{ης} κατηγορίας

Κατά συνέπεια όλη η διατομή ανήκει στην 1^η κατηγορία

8. Δικτυώματα 180x180x10

- Κορμός (θλίψη) : $c/t = (180-20)/10 = 16$, ανήκουν επομένως στην 1^η κατηγορία

Επομένως όλη η διατομή εντάσσεται στην 1^η κατηγορία

4.2.2 Αντοχή διατομών

Η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με βάση την κατηγορία στην οποία εντάσσονται. Για όλες τις κατηγορίες μπορεί να πραγματοποιηθεί ελαστικός έλεγχος, προκειμένου να ελεγχθεί η αποφυγή διαρροής σε όλες τις ίνες της διατομής. Ο ελαστικός έλεγχος εκφράζεται για τις διατομές των πρώτων τριών κατηγοριών με την εφαρμογή του παρακάτω κριτηρίου Mises:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 + \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.1)$$

Ο έλεγχος αυτός είναι συντηρητικός καθώς αποκλείει μερική πλαστικοποίηση της διατομής, η οποία επιτρέπεται ακόμα και στον ελαστικό σχεδιασμό. Γι' αυτό το λόγο εφαρμόζεται μόνο όταν δε μπορεί να εκτελεσθεί έλεγχος αλληλεπίδρασης με βάση τις αντοχές N_{RD} , M_{RD} και V_{RD} , ο οποίος για τις διατομές των κατηγοριών 1,2 και 3 εκφράζεται μέσω της παρακάτω σχέσης :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (4.2)$$

Ειδικότερα η αντοχή των διατομών εξετάζεται στις ακόλουθες καταπονήσεις. Σε όλες τις περιπτώσεις ελέγχεται ο λόγος της δρώσας δύναμης προς την αντοχή της διατομής στην εκάστοτε καταπόνηση, ο οποίος πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος της μονάδας.

1. Εφελκυσμός

Η εφελκυστική αντοχή μιας διατομής με σπές υπολογίζεται από τον τύπο:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = \min\left[\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}\right] \quad (4.3)$$

Ενώ στις διατομές χωρίς σπές η αντοχή ισούται με $N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

2. Θλίψη

Θλιβόμενα χαρακτηρίζονται τα μέλη τα οποία βρίσκονται υπό την επίδραση αποκλειστικά θλιπτικών φορτίων. Στα θλιβόμενα μέλη υπάρχει γενικά στάθμη του θλιπτικού φορτίου, υπό την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του και λυγίζει, πριν η διατομή του εξαντλήσει την αντοχή της. Η τιμή της αντοχής υπολογίζεται από τον τύπο:

$$N_c = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (4.4)$$

3. Μονοαξονική κάμψη

Η κάμψη εμφανίζεται σε στοιχεία, στα οποία το επίπεδο φόρτισης διέρχεται από το κέντρο διάτμησης, όντας ταυτόχρονα παράλληλο προς ένα κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Η αντοχή των διατομών των κατηγοριών 1 και 2 προκύπτει από τη σχέση :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.5)$$

Σε περίπτωση ταυτόχρονης δράσης καμπτικών και διατμητικών δυνάμεων στη διατομή, η καμπτική αντοχή θα πρέπει να απομειώνεται μόνο αν η δρώσα διατμητική δύναμη ξεπερνάει το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής.

4. Τέμνουσα

Η τέμνουσα δύναμη μερικές φορές μπορεί να καταστεί ιδιαίτερα σημαντική, όπως στην περίπτωση δοκών μικρών μήκους υπό σημαντικά συγκεντρωμένα φορτία. Η πλαστική αντοχή της διατομής, $V_{pl,Rd}$, χωρίς την παρουσία στρεπτικής καταπόνησης, δίνεται από τη σχέση:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \quad (4.6)$$

5. Στρέψη

Στις μεταλλικές κατασκευές αποφεύγεται η μεταφορά φορτίων μέσω στρέψης, εξαιτίας της μειωμένης στρεπτικής φέρουσας ικανότητας των ευρέως χρησιμοποιούμενων ανοιχτών διατομών. Γι' αυτό επιδιώκεται να διευθετείται ο φορέας με τέτοιο τρόπο, ώστε τα εξωτερικά φορτία να διέρχονται από το κέντρο διάτμησης, ώστε να ελαχιστοποιείται η πιθανότητα στρεπτικής καταπόνησης.

6. Σύνθετες καταπονήσεις

Όπως προαναφέρθηκε στην συχνή περίπτωση ταυτόχρονης εφαρμογής καμπτικής και σημαντικής διατμητικής δράσης απαιτείται η απομείωση της πλαστικής αντοχής σε κάμψη. Μια άλλη σύνθετη καταπόνηση, η οποία αποτελεί και τον κανόνα στα μέλη πλαισίων, είναι η συνύπαρξη κάμψης και αξονικής δύναμης. Σε αυτήν την περίπτωση η πλαστική αντοχή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{n,Rd} = M_{pl,Rd} [1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2] \quad (4.7)$$

Όταν ταυτόχρονα με τη ροπή κάμψης συνυπάρχουν τέμνουσα κι αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω της επίδρασης και της τέμνουσας, αλλά και της αξονικής δύναμης. Προηγείται η απομείωση λόγω τέμνουσας κι ακολουθεί η απομείωση λόγω αξονικής δύναμης.

4.3 Αντοχή μελών

Πολλές φορές η αντοχή των διατομών στα διάφορα είδη καταπόνησης και συνδυασμούς αυτών καθορίζει την αντοχή όλου του μέλους. Ωστόσο, υπάρχουν περιπτώσεις κατά τις οποίες παρατηρείται μια στάθμη εξωτερικής φόρτισης χαμηλότερη ή πολύ χαμηλότερη αυτής που εξαντλεί την αντοχή της διατομής, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθεια του και ουσιαστικά την αντοχή του. Παρακάτω αναφέρονται φορτίσεις για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των μελών, αλλά εξετάζεται ολόκληρο το μέλος ως στοιχείο αναφοράς.

1. Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Πρόκειται για τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών κατασκευών από μεταλλικά στοιχεία. Το αρχικώς ευθύγραμμο μέλος χάνει την ευστάθεια και καμπλώνεται, καμπτόμενο περί τον ισχυρό ή ασθενή άξονα της διατομής του, χωρίς να εκδηλώνεται ταυτόχρονη σχετική στροφή των διατομών. Η αντοχή σε καμπτικό λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους υπολογίζεται από τη σχέση (4.8) για διατομές των τριών πρώτων κατηγοριών.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_M} \quad (4.8)$$

2. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Κατά τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό η διατομή ενός μέλους υπό θλίψη, κάμψη ή συνδυασμό αυτών στρέφεται περί το κέντρο διάτμησης και μετατοπίζεται σε σχέση με τον αρχικά ευθύγραμμο διαμήκη άξονα του μέλους, ο οποίος μετά την παραμόρφωση χάνει την ευθυγραμμία του. Η γενική περίπτωση τέτοιου τύπου καταπόνησης είναι η ταυτόχρονη επενέργεια θλιπτικής αξονικής δύναμης και ροπής κάμψης περί τον ισχυρό ή ασθενή άξονα της διατομής και παρατηρείται ιδιαίτερα σε κατακόρυφα μέλη πλαισιωτών φορέων. Ο έλεγχος επάρκειας του

μέλους γίνεται μέσω δύο ανισώσεων αλληλεπίδρασης, μία για κάθε άξονα της διατομής, αλλά και μία σχέση που αφορά μέλη υπό στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, μόνο από κάμψη.

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.9)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.10)$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.11)$$

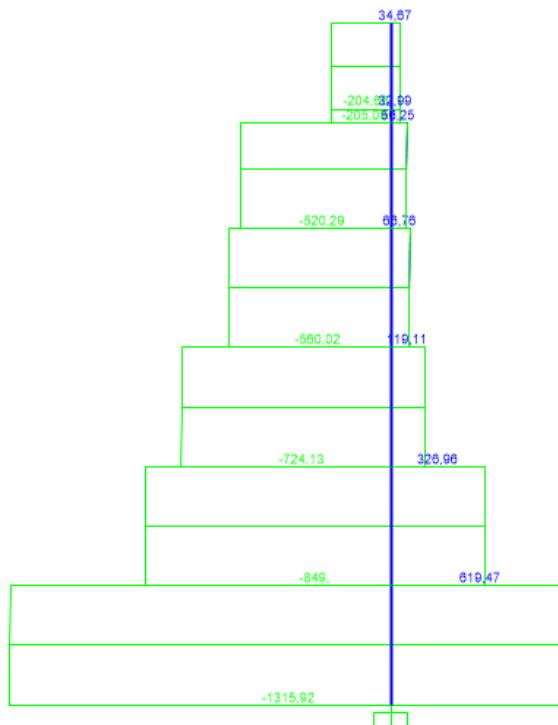
4.4 Αποτελέσματα ανάλυσης κι έλεγχου μελών κατασκευής

4.4.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων

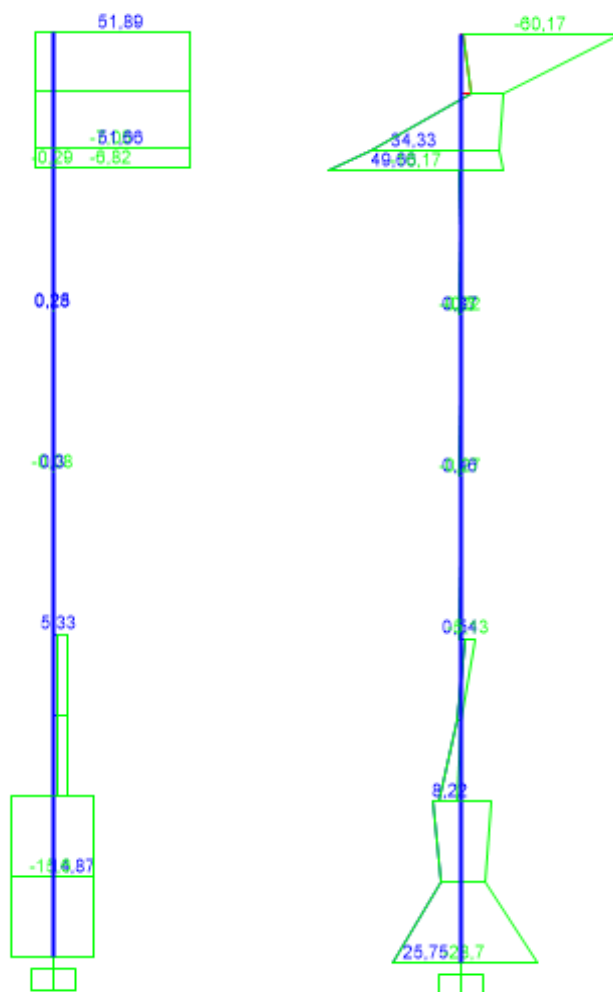
1. Οριακή κατάσταση αστοχίας

Ο φορέας αποτελείται από είκοσι υποστυλώματα κι η διαστασιολόγησή τους έγινε με βάση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν σε ένα χαρακτηριστικό υποστύλωμα και συγκεκριμένα στο δεξί υποστύλωμα του ένατου πλαισίου. Τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν για το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης παρατίθενται παρακάτω.

Δυσμενέστερος συνδυασμός: 1,00 G + 1,00 Ex + 0,30 Ey



Εικόνα 4.4: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων χαρακτηριστικού υποστυλώματος



Εικόνα 4.5: Περιβάλλουσες τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης χαρακτηριστικού υποστυλώματος

Τα παραπάνω διαγράμματα έχουν αυτή τη μορφή, γιατί όπως προαναφέρθηκε αντιστοιχούν σε σεισμική καταπόνηση, στην οποία εναλλάσσονται τα πρόσημα, δίνοντας αυτά τα τελικά μεγέθη. Επίσης, το συγκεκριμένο υποστυλώμα παρουσιάζει και μια άλλη ιδιαιτερότητα: μέχρι ένα ύψος βρίσκεται μέσα στον τοίχο του καμπαναριού, τις μετακινήσεις του οποίου ακολουθεί, όπως περιγράφηκε στην παράγραφο 4.1. Το καμπαναριό, ωστόσο παρουσιάζει πολύ μικρές μετακινήσεις, κατά συνέπεια και τα άκρα του υποστυλώματος που βρίσκονται εντός αυτού έχουν σχεδόν μηδενική σχετική μετακίνηση. Γι' αυτό το λόγο στο ενδιάμεσο τμήμα του, με την απομάκρυνση από την πάκτωση της βάσης, οι τιμές είναι εξαιρετικά μικρές τόσο στις τέμνουσες όσο και στις ροπές, ενώ στο τμήμα που προεξέχει του τοίχου εμφανίζονται ροπές και τέμνουσες πιο σημαντικές.

Στον επόμενο πίνακα εμφανίζονται τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη, καθώς και η θέση κατά ύψος του υποστυλώματος στην οποία συναντώνται.

Πίνακας 4.4: Εντατικά μεγέθη δυσμενέστερης διατομής

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0	-1518,87	-34,414	2,714	18,798	-0,556	-0,007

Για να προκύψει η αντοχή του μέλους, πρέπει να γίνει έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό. Παρακάτω φαίνονται οι διάφορες παράμετροι που υπολογίστηκαν για λυγισμό περί τους δύο κύριους άξονες της διατομής, καθώς κι η μειωμένη αντοχή $N_{b,Rd}$.

Πίνακας 4.5: Παράμετροι καμπτικού λυγισμού κι αντίστοιχη αντοχή μέλους

Καμπύλη λυγισμού	Άξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	$N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd}$
b	yy	0,34	1,31	1,54675	0,422093	4650,5	1962,943
c	zz	0,49	0,46	0,6695	0,865092	4650,5	4023,11

Επιπλέον υπολογίστηκε η αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, όπως κι η απομειωμένη πλαστική ροπή αντοχής, λόγω ταυτόχρονης δράσης αξονικής δύναμης. Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζονται συγκεντρωμένα όλα τα τελικά μεγέθη των αντοχών.

Πίνακας 4.6 : Αντοχές υποστυλώματος διατομής HEB280

	$N_{b,Rd}$	$M_{c,Rd}$	$M_{n,Rd}$	$M_{b,Rd}$	$V_{c,Rd}$
yy	1962,94	544,57	414,49	487,15	834,80
zz	4023,11	254,89	250,92	-	2159,86

Επομένως η σχέση αλληλεπίδρασης (4.2) ισούται με:

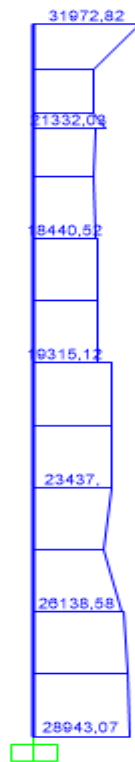
$$0,773 + 0,083 + 0,011 = 0,867 < 1$$

Και η σχέση (4.9) αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής κατά τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό ισούται με:

$$0,773 + 0,086 + 0,005 = 0,865 < 1.$$

2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας απαιτείται η αναπτυσσόμενη τάση να είναι μικρότερη της τάσης διαρροής του υλικού. Ο έλεγχος γίνεται με το κριτήριο von Mises. Ο συνδυασμός που εξετάζεται σε αυτήν την οριακή κατάσταση περιλαμβάνει μόνο τα μόνιμα φορτία G. Από το διάγραμμα που εμφανίζεται στη συνέχεια προκύπτει ότι η αναπτυσσόμενη τάση είναι πολύ μικρότερη της τάσης διαρροής του χάλυβα, αφού $31,97 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$



Εικόνα 4.6: Τάσεις von Mises στο χαρακτηριστικό υποστύλωμα

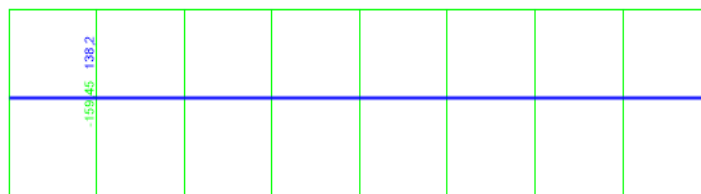
4.4.2 Έλεγχος πλαγιοτεγίδων

1. Οριακή κατάσταση αστοχίας

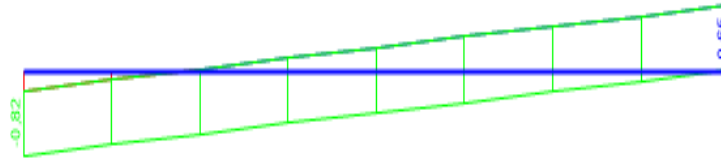
Η κατασκευή περιλαμβάνει 100 πλαγιοτεγίδες κι η διαστασιολόγησή τους έγινε με βάση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν στη χαρακτηριστική δοκό, η οποία βρίσκεται στην πρώτη σειρά από πάνω ανάμεσα στο έκτο και το έβδομο πλαίσιο. Ο συνδυασμός με βάση επιλέχθηκε η διατομή της πλαγιοτεγίδας είναι ο :

$$1,00 G + E_y + 0,3 E_x$$

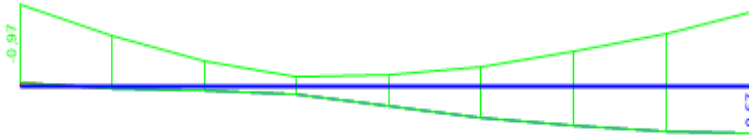
Παρατίθενται στη συνέχεια τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στην εξεταζόμενη πλαγιοτεγίδα.



Εικόνα 4.7 : Περιβάλλουσα αξονικής δύναμης



Εικόνα 4.8 : Περιβάλλουσα τεχνουσιών δυνάμεων



Εικόνα 4.9: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης

Συνοπτικά παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στη δυσμενέστερη θέση στην χαρακτηριστική δοκό. Τονίζεται ότι και σε αυτήν την περίπτωση κρίσιμος είναι ένας σεισμικός συνδυασμός και για αυτό τα διαγράμματα έχουν αυτή τη μορφή.

Πίνακας 4.7 : Εντατικά μεγέθη

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,8	-159,452	0,571	0,17	41,622	0,028	-0,003

Η δοκός εξετάστηκε και σε καμπτικό λυγισμό με τις παραμέτρους που παρατίθενται στη συνέχεια.

Πίνακας 4.8: Παράμετροι ελέγχου καμπτικού λυγισμού κι αντίστοιχη αντοχή

Καμπύλη λυγισμού	Άξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	N _{pl,Rd}	N _{b,Rd}
a	yy	0,21	0,60	0,72	0,89	1011,75	899,56
b	zz	0,34	2,23	3,33	0,17	1011,75	174,52

Στην περίπτωση της πλαγιοτεγίδας δεν χρειάστηκε απομείωση των πλαστικών ροπών λόγω ταυτόχρονης δράσης αξονικών ή τεχνουσιών δυνάμεων, καθώς τα αντίστοιχα αναπτυσσόμενα μεγέθη έχουν τιμές πολύ μικρότερες των πλαστικών αντοχών σε ποσοστό μικρότερο του 15%. Συνεπώς, οι αντοχές διατηρούν την πλαστική τιμή τους.

Πίνακας 4.9 : Αντοχές πλαγιοτεγίδας διατομής IPE200

	N _{b,Rd}	M _{c,Rd}	V _{c,Rd}
yy	899,56	78,455	287,271
zz	174,52	15,833	374,092

Σύμφωνα με τα παραπάνω η σχέση αλληλεπίδρασης 4.2 γίνεται:

$$0,914 + 0,007 + 0,011 = 0,932 < 1$$

Και η σχέση στρεπτοκαμπτικού λυγισμού 4.10:

$$0,914 + 0,008 + 0,017 = 0,939 < 1$$

Επομένως οι έλεγχοι της διατομής και του μέλους επαληθεύουν την επάρκειά του.

2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η αναπτυσσόμενη στο μέλος τάση δεν πρέπει να ξεπερνάει την τάση διαρροής του υλικού. Ο έλεγχος γίνεται με βάση το κριτήριο von Mises. Οι τάσεις του κριτηρίου αυτού φαίνονται στο παρακάτω διάγραμμα.



Εικόνα 4.10 : Αναπτυσσόμενες τάσεις von Mises στο εξεταζόμενο μέλος

Από το παραπάνω διάγραμμα προκύπτει ότι η αναπτυσσόμενη τάση είναι μικρότερη του ορίου διαρροής: $6,66\text{MPa} < 355\text{MPa}$, Επομένως επαληθεύεται ο έλεγχος.

4.4.3 Έλεγχος δικτυωμάτων κυρίως ναού

1. Οριακή κατάσταση αστοχίας

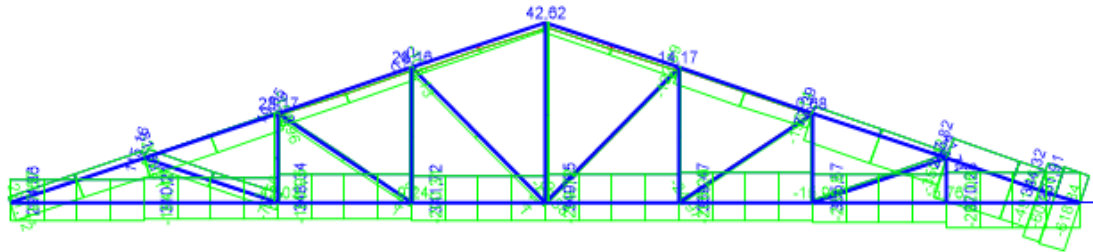
Ο μεταλλικός σκελετός περιλαμβάνει 10 δικτυώματα στο κεντρικό κλίτος. Σημειώνεται ότι στα δύο τελευταία, δηλαδή τα δύο υποστυλώματα κοντά στην βόρεια πλευρά της κατασκευής, όπως έχει ήδη αναφερθεί, δέχονται και σημειακά φορτία στους κόμβους τους, καθώς στηρίζουν τις διακοσμητικές ασπίδες από γυψοσανίδα. Παρόλα αυτά δυσμενέστερο δικτύωμα αναδεικνύεται το έβδομο πλαίσιο. Με βάση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν σε αυτό διαστασιολογήθηκαν όλα τα δικτυώματα, καθώς επιλέχθηκε παρά την αισθητά μικρότερη καταπόνηση ορισμένων, να διατηρηθεί μια κοινή διατομή.

Ο κρίσιμος συνδυασμός για το δικτύωμα αυτό ήταν σεισμικός και συγκεκριμένα ο:

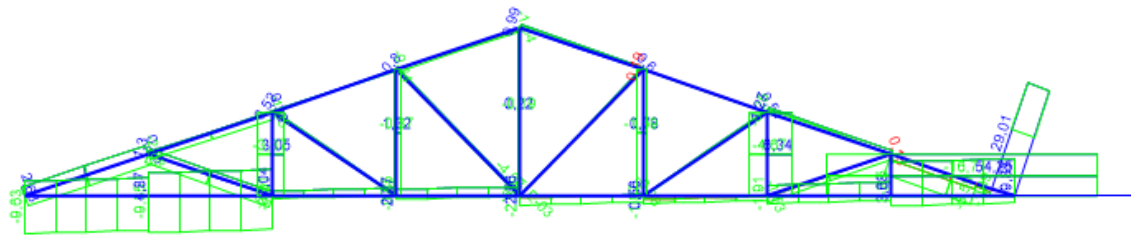
$$1,00 G + E_x + 0,30 E_y$$

Ακολουθούν τα διαγράμματα των αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων, καθώς και των ροπών κάμψης που αναπτύσσονται στο υπό εξέταση δικτύωμα. Καθώς ο δυσμενέστερος συνδυασμός είναι σεισμικός τα διαγράμματα φανερώνουν την εναλλαγή προσήμου, που παρατηρείται κατά τη δράση των σεισμικών φορτίων. Επιπλέον, στο δεξί άκρο του δικτυώματος παρατηρούνται σχετικά μεγαλύτερα μεγέθη, τα οποία οφείλονται στη μορφή του φορέα σε εκείνη τη θέση. Σε εκείνο το άκρο το δικτύωμα ενώνεται με ένα υποστύλωμα εφαπτόμενο στο καμπαναριό και τα κατά τη σεισμική δράση δέχεται

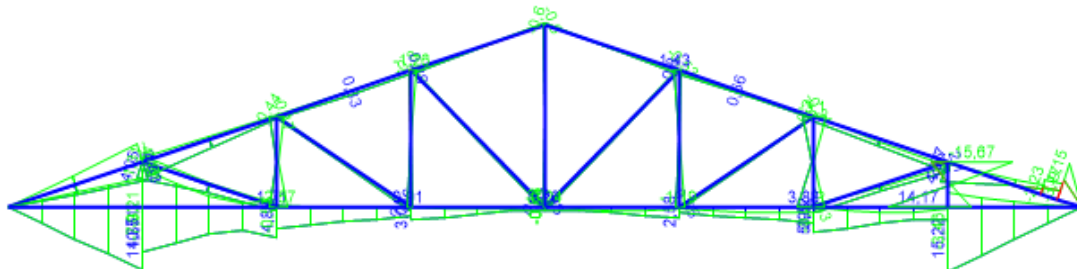
επιπλέον καταπόνηση λόγω της μετακίνησης την οποία επιβάλλει το καμπαναριό στο υποστύλωμα και στο δικτύωμα.



Εικόνα 4.11: Περιβάλλουσα αξονικής δύναμης



Εικόνα 4.12: Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων



Εικόνα 4.13: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης

Τα ζυγώματα, οι ελκυστήρες κι οι εσωτερικές ράβδοι των δικτυωμάτων διαστασιολογήθηκαν για τα δυσμενέστερα μέλη τους. Από το λογισμικό ανάλυσης λήφθηκαν τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν στην δυσμενέστερη διατομή του εκάστοτε περισσότερο καταπονούμενου μέλους, οι έλεγχοι σε καμπτικό λυγισμό και οι τελικές τιμές των πλαστικών αντοχών.

α) Μελέτη ζυγώματος δικτυώματος

Πίνακας 4.10: Εντατικά μεγέθη στο ζύγωμα του δικτυώματος

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0	-618,837	0	3,413	28,944	-18,853	-0,9

Πίνακας 4.11: Παράμετροι ελέγχου καμπτικού λυγισμού και τελική αξονική αντοχή ζυγώματος δικτυώματος

Καμπύλη λυγισμού	Άξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	Npl,Rd	Nb,Rd
c	yy	0,49	0,404	0,632	0,895	1061,89	950,532
c	zz	0,49	0,386	0,62	0,905	1061,89	960,804

Δεν χρειάστηκε να πραγματοποιηθεί απομείωση των πλαστικών ροπών λόγω τέμνουσας δύναμης, ενώ έγινε απομείωση για ταυτόχρονη δράση αξονικής δύναμης. Στον επόμενο πίνακα εμφανίζονται τα τελικά μεγέθη των αντοχών.

Πίνακας 4.12: Αντοχές ζυγώματος κοίλης διατομής 150•100•6,3

	Nb,Rd	Mc,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	Vc,Rd
yy	950,532	53,25	29,62	53,25	425,8
zz	960,804	39,98	20,44	-	258,25

Η σχέση αλληλεπίδρασης (4.2) για το ζύγωμα γίνεται:

$$0,615 + 0,000 + 0,167 = 0,782 < 1$$

Ενώ η σχέση αλληλεπίδρασης αξονικής και καμπτικής καταπόνησης στον έλεγχο του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού γίνεται:

$$0,615 + 0,000 + 0,052 = 0,667 < 1$$

β) Μελέτη εσωτερικών ράβδων δικτυώματος

Πίνακας 4.13 : Εντατικά μεγέθη στη εσωτερική ράβδο του δικτυώματος

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,55	-5,633	-15,673	-1,197	-24,149	-3,521	-0,131

Πίνακας 4.14: Παράμετροι καμπτικού λυγισμού και τελική αξονική αντοχή εσωτερικής ράβδου του δικτυώματος

Καμπύλη λυγισμού	Άξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	Npl,Rd	Nb,Rd
c	yy	0,49	0,279	0,559	0,96	1061,89	1019,015
c	zz	0,49	0,845	1,015	0,634	1061,89	673,374

Στην περίπτωση της εσωτερικής ράβδου δεν χρειάστηκε απομείωση των πλαστικών ροπών λόγω ταυτόχρονης δράσης αξονικών ή τεμνουσών δυνάμεων, καθώς τα αντίστοιχα αναπτυσσόμενα μεγέθη έχουν τιμές πολύ μικρότερες των πλαστικών αντοχών σε ποσοστό μικρότερο του 15%. Συνεπώς, οι αντοχές διατηρούν την πλαστική τιμή τους.

Πίνακας 4.15: Αντοχές εσωτερικής ράβδου δικτύματος διατομής 150•100•6,3

	Nb,Rd	Mc,Rd	Vc,Rd
yy	1019,02	53,25	425,80
zz	673,37	39,98	258,25

Η σχέση αλληλεπίδρασης (4.2) γίνεται :

$$0,008 + 0,294 + 0,03 = 0,332 < 1$$

γ) Μελέτη ελκυστήρα δικτύματος

Πίνακας 4.16: Εντατικά μεγέθη ελκυστήρα δικτύματος

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1,625	-292,061	0	6,019	193,725	2,727	-0,527

Πίνακας 4.17: Παράμετροι καμπτικού λυγισμού και τελική αξονική αντοχή ελκυστήρα δικτύματος

Καμπύλη λυγισμού	Αξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	Npl,Rd	Nb,Rd
c	yy	0,49	0,306	0,573	0,946	2414,00	2283,97
c	zz	0,49	2,447	4,045	0,138	2414,00	332,24

Στην περίπτωση του ελκυστήρα δεν χρειάστηκε απομείωση των πλαστικών ροπών λόγω ταυτόχρονης δράσης αξονικών ή τεμνουσών δυνάμεων, καθώς τα αντίστοιχα αναπτυσσόμενα μεγέθη έχουν τιμές πολύ μικρότερες των πλαστικών αντοχών σε ποσοστό μικρότερο του 15%. Συνεπώς, οι αντοχές διατηρούν την πλαστική τιμή τους.

Πίνακας 4.18: Αντοχές ελκυστήρα δικτύματος διατομής 180•180•10

	Nb,Rd	Mc,Rd	Vc,Rd
yy	2283,97	154,07	787,04
zz	332,24	154,07	787,04

Η σχέση αλληλεπίδρασης (4.2) γίνεται:

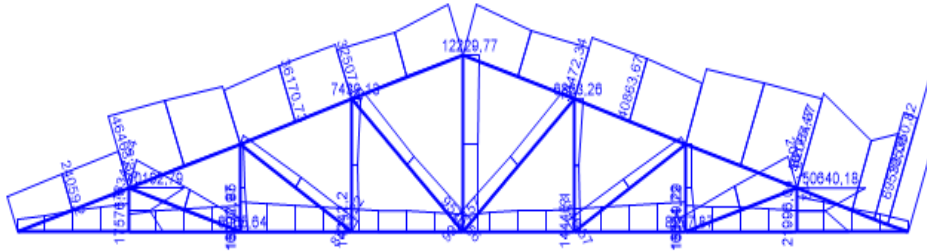
$$0,879 + 0,000 + 0,039 = 0,918 < 1$$

Ενώ η σχέση αλληλεπίδρασης (4.10) :

$$0,879 + 0,000 + 0,067 = 0,946 < 1$$

2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η αναπτυσσόμενη στο μέλος τάση δεν πρέπει να ξεπερνάει την τάση διαρροής του υλικού. Ο έλεγχος γίνεται με βάση το κριτήριο von Mises. Οι τάσεις του κριτηρίου αυτού φαίνονται στο παρακάτω διάγραμμα



Εικόνα 4.14: Αναπτυσσόμενες τάσεις Von Mises

Όπως φαίνεται από το διάγραμμα η μέγιστη τάση αναπτύσσεται στο δεξί άκρο, όπου παρατηρείται επαφή με το καμπαναριό. Ωστόσο η τιμή της είναι μικρότερη από την τάση διαρροής και συγκεκριμένα :

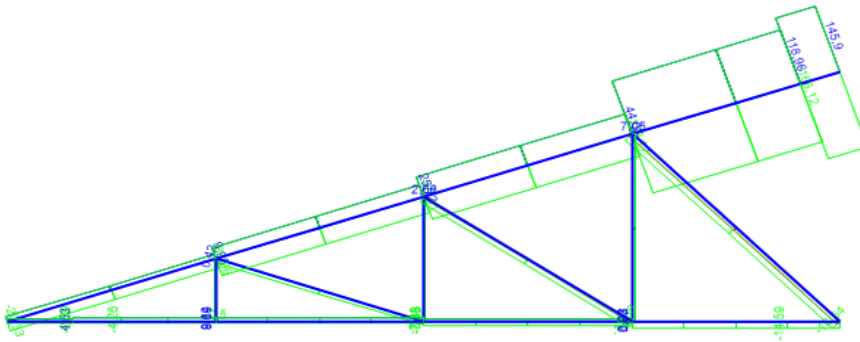
$$105,350 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

4.4.4 Έλεγχος δικτυωμάτων πτέρυγας σταυρού

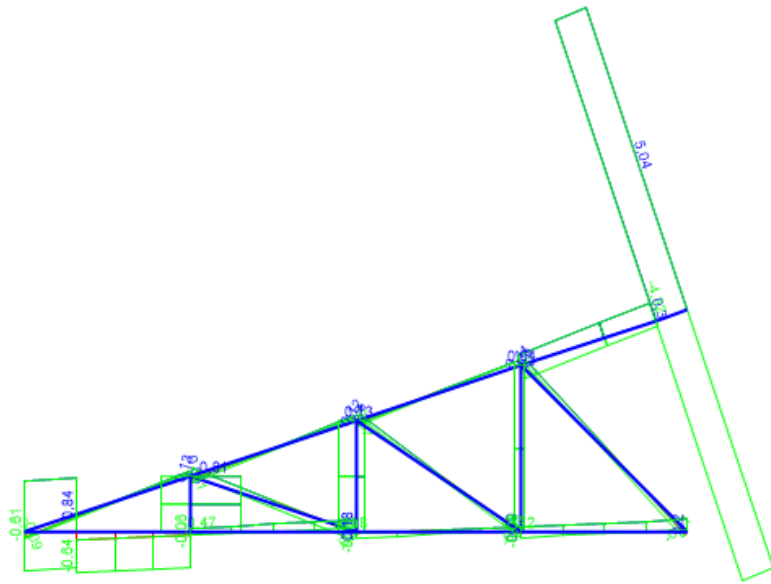
1. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στην κατασκευή υπάρχουν έξι δικτυώματα στην πτέρυγα του σταυρού. Τα επιμέρους τμήματα του δικτυώματος διαστασιολογήθηκαν με βάση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν σε δύο διαφορετικά υποστυλώματα υπό την επίδραση των δύο σεισμικών συνδυασμών. Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών και των δύο χαρακτηριστικών δικτυωμάτων για τους συνδυασμούς:

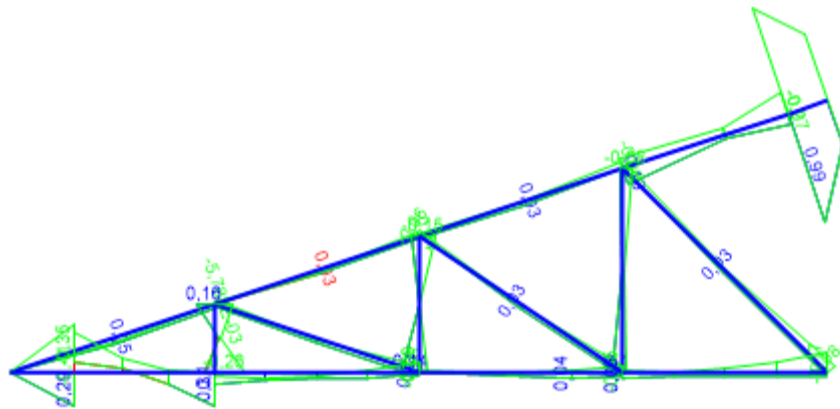
i) $G + E_x + 0,30 E_y$ ii) $G + E_y + 0,30 E_x$



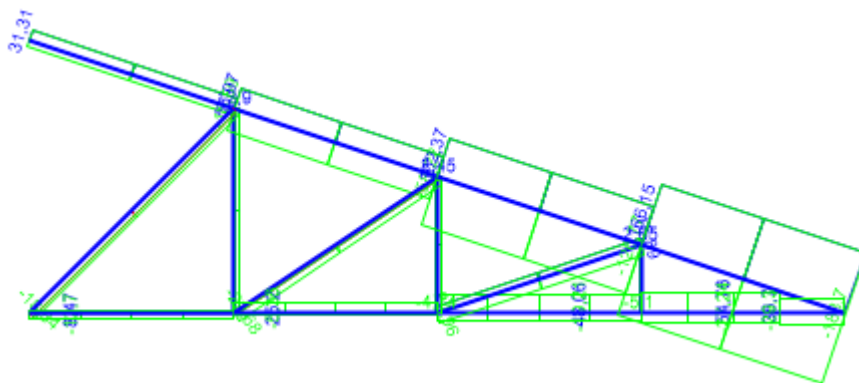
Εικόνα 4.15: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων δικτυώματος αριστερής πτέρυγας σταυρού για το συνδυασμό (i)



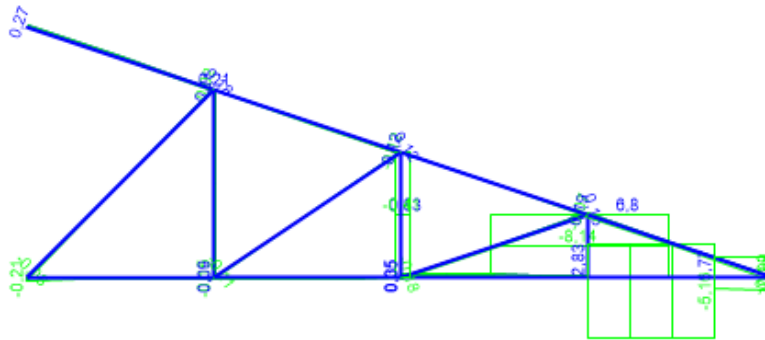
Εικόνα 4.16: Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων δικτύωματος αριστερής πτέρυγας σταυρού για τον συνδυασμό (i)



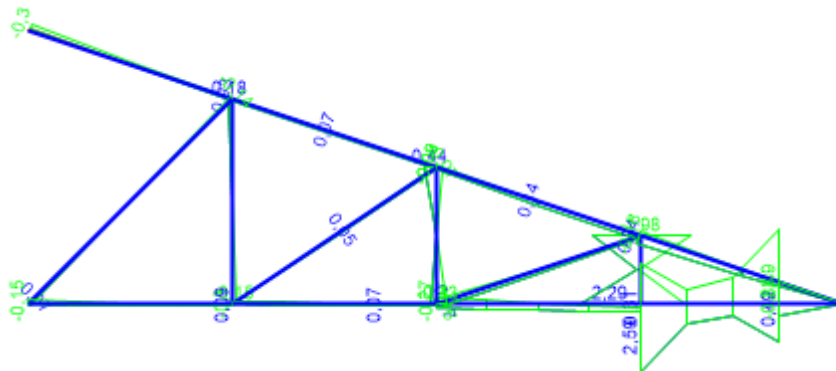
Εικόνα 4.17: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης δικτύωματος αριστερής πτέρυγας σταυρού για το συνδυασμό (i)



Εικόνα 4.18: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων δικτύωματος δεξιάς πτέρυγας σταυρού για το συνδυασμό (ii)



Εικόνα 4.19: Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων δικτύωματος δεξιάς πτέρυγας σταυρού για τον συνδυασμό (ii)



Εικόνα 4.20: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης δικτύωματος δεξιάς πτέρυγας σταυρού για το συνδυασμό (ii)

α) Μελέτη ζυγώματος δικτύωματος πτέρυγας σταυρού

Η διαστασιολόγηση του ζυγώματος των δικτυωμάτων έγινε με βάση τις τιμές των εντατικών μεγεθών που φαίνονται στις εικόνες (4.18)-(4.20). Συνοπτικά παρουσιάζονται και στον παρακάτω πίνακα περισσότερο εποπτικά.

Πίνακας 4.19: Εντατικά μεγέθη ζυγώματος δικτύωματος δεξιάς πτέρυγας σταυρού

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0	-188,697	0	-0,259	-0,28	0,105	-0,044

Πίνακας 4.20 : Παράμετροι ελέγχου καμπτικού λυγισμού και τελική αξονική αντοχή ζυγώματος δικτύωματος

Καμπύλη λυγισμού	Άξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	$N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd}$
a	yy	0,21	0,816	0,898	0,786	461,5	362,83
a	zz	0,21	0,816	0,898	0,786	461,5	362,83

Δεν χρειάστηκε να πραγματοποιηθεί απομείωση των πλαστικών ροπών λόγω τέμνουσας δύναμης, ενώ έγινε απομείωση για ταυτόχρονη δράση αξονικής δύναμης. Στον επόμενο πίνακα εμφανίζονται τα τελικά μεγέθη των αντοχών.

Πίνακας 4.21: Αντοχές ζυγώματος δικτυώματος διατομής 70•70•5

	Nb,Rd	Mc,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	Vc,Rd
yy	362,83	11,27	8,66	11,271	133,22
zz	362,83	11,27	8,66	-	133,22

Επομένως οι σχέσεις αλληλεπίδρασης (4.2) και (4.9) αντίστοιχα γίνονται:

$$0,520 + 0,000 + 0,023 = 0,543 < 1$$

$$0,520 + 0,000 + 0,012 = 0,532 < 1$$

β) Μελέτη εσωτερικών ράβδων δικτυώματος πτέρυγας σταυρού

Η διαστασιολόγηση των εσωτερικών ράβδων των δικτυωμάτων έγινε με βάση τις τιμές των εντατικών μεγεθών που φαίνονται στην εικόνα (4.18)-(4.20). Για καλύτερη εποπτεία παρουσιάζονται και στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.22: Εντατικά μεγέθη εσωτερικής ράβδου δικτυώματος δεξιάς πτέρυγας σταυρού

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,525	-5,099	2,292	-0,016	-9,707	0,229	-0,018

Πίνακας 4.23 : Παράμετροι ελέγχου καμπτικού λυγισμού και τελική αξονική αντοχή εσωτερικής ράβδου δικτυώματος

Καμπύλη λυγισμού	Άξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	Npl,Rd	Nb,Rd
a	yy	0,21	0,258	0,539	0,987	461,5	455,543
a	zz	0,21	0,608	0,727	0,887	461,5	409,372

Δεν χρειάστηκε να πραγματοποιηθεί απομείωση των πλαστικών ροπών λόγω τέμνουσας δύναμης, ενώ έγινε απομείωση για ταυτόχρονη δράση αξονικής δύναμης. Στον επόμενο πίνακα εμφανίζονται τα τελικά μεγέθη των αντοχών.

Πίνακας 4.24: Αντοχές εσωτερικής ράβδου δικτυώματος διατομής 70•70•5

	Nb,Rd	Mc,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	Vc,Rd
yy	455,543	11,27	8,66	11,271	133,22
zz	409,372	11,27	8,66	-	133,22

Επομένως η σχέση αλληλεπίδρασης (4.2) γίνεται :

$$0,012 + 0,265 + 0,002 = 0,279$$

γ) Μελέτη ελκυστήρα δικτύωματος πτέρυγας σταυρού

Η διαστασιολόγηση των ελκυστήρων των δικτυωμάτων της πτέρυγας του σταυρού έγινε με βάση τα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται στις εικόνες (4.15)-(4.17). Περισσότερη καθαρή εικόνα των μεγεθών δίνει ο παρακάτω πίνακας.

Πίνακας 4.25: Εντατικά μεγέθη ελκυστήρα δικτύωματος πτέρυγας σταυρού

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,15	-14,594	-0,168	0,105	7,029	-0,094	-0,002

Πίνακας 4.26 : Παράμετροι ελέγχου καμπτικού λυγισμού και τελική αξονική αντοχή ελκυστήρα δικτύωματος

Καμπύλη λυγισμού	Άξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	Np,Rd	Nb,Rd
c	yy	0,49	0,636	0,809	0,764	374,88	286,253
c	zz	0,49	4,08	9,774	0,054	374,88	20,094

Στην περίπτωση του ελκυστήρα δεν χρειάστηκε απομείωση των πλαστικών ροπών λόγω ταυτόχρονης δράσης αξονικών ή τεμνουσών δυνάμεων, καθώς τα αντίστοιχα αναπτυσσόμενα μεγέθη έχουν τιμές πολύ μικρότερες των πλαστικών αντοχών σε ποσοστό μικρότερο του 15%. Συνεπώς, οι αντοχές διατηρούν την πλαστική τιμή τους.

Πίνακας 4.27: Αντοχές ελκυστήρα δικτύωματος διατομής 90•50•4

	Nb,Rd	Mc,Rd	Vc,Rd
yy	286,253	10,88	161,34
zz	20,094	7,13	81,98

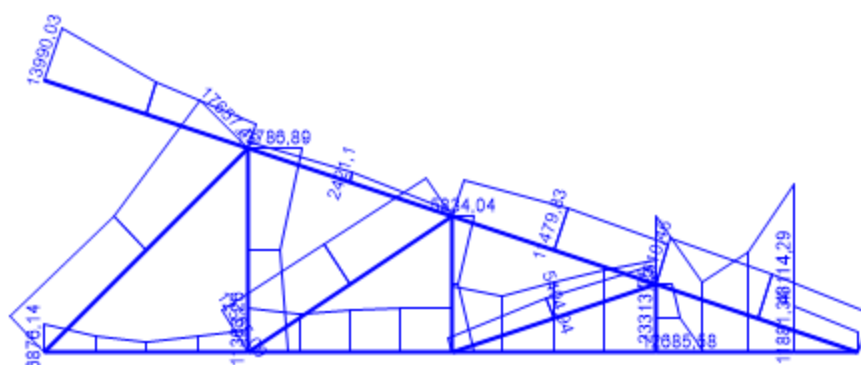
Συνεπώς, οι σχέσεις αλληλεπίδρασης (4.2) και (4.10) γίνονται:

$$0,726 + 0,015 + 0,013 = 0,754 < 1$$

$$0,726 + 0,005 + 0,023 = 0,754 < 1$$

2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας απαιτείται η αναπτυσσόμενη τάση να είναι μικρότερη της τάσης διαρροής του υλικού. Ο έλεγχος γίνεται με το κριτήριο von Mises. Ο συνδυασμός που εξετάζεται σε αυτήν την οριακή κατάσταση περιλαμβάνει μόνο τα μόνιμα φορτία G. Από το διάγραμμα που εμφανίζεται στη συνέχεια προκύπτει ότι η αναπτυσσόμενη τάση είναι μικρότερη της τάσης διαρροής του χάλυβα, αφού $43,11 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$



Εικόνα 4.21: Αναπτυσσόμενες τάσεις von Mises

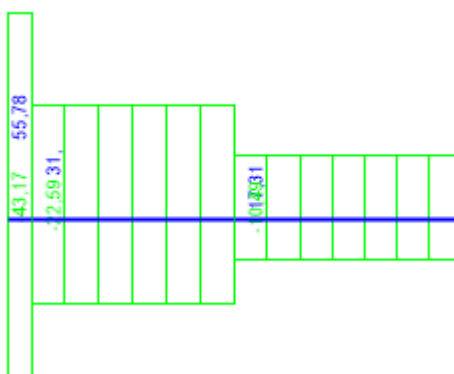
4.4.5 Έλεγχος τεγίδων κυρίως ναού

1. Οριακή κατάσταση αστοχίας

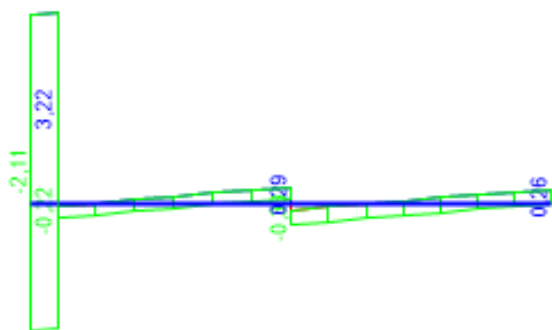
Ο μεταλλικός φορέας της κατασκευής περιλαμβάνει εξήντα τρεις τεγίδες στη στέγη του κυρίως ναού. Η διαστασιολόγηση τους έγινε εξετάζοντας τη δυσμενέστερη τεγίδα, δηλαδή εκείνη που δέχθηκε τη μεγαλύτερη καταπόνηση. Πρόκειται για την άκρα αριστερά τεγίδα μεταξύ των δύο τελευταίων πλαισίων του φορέα. Ο συνδυασμός με βάση τον οποίο ελήφθησαν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού ήταν ο:

$$G + E_x + 0,30 E_y$$

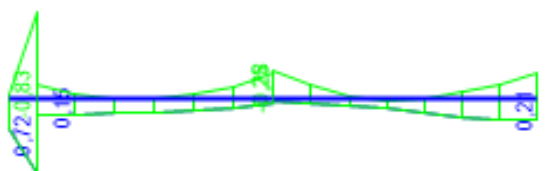
Ακολουθούν τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών της χαρακτηριστικής τεγίδας για τον παραπάνω συνδυασμό.



Εικόνα 4.22 : Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων στην χαρακτηριστική τεγίδα του κυρίως ναού



Εικόνα 4.23 : Περιβάλλουσα τεχνουσών δυνάμεων στην χαρακτηριστική τειγίδα του κυρίως ναού



Εικόνα 4.24 : Περιβάλλουσα ροπών κάμψης στην χαρακτηριστική τειγίδα του κυρίως ναού

Τα μεγέθη που αναπτύσσονται στη δυσμενέστερη διατομή του μέλους παρατίθενται το πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 4.28 : Εντατικά μεγέθη χαρακτηριστικής τειγίδας κυρίως ναού

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,3	-43,174	-0,831	2,137	5,493	-7,117	0,057

Πίνακας 4.29 : Παράμετροι ελέγχου καμπτικού λυγισμού και τελική αξονική αντοχή τειγίδας κυρίως ναού

Καμπύλη λυγισμού	Αξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	Npl,Rd	Nb,Rd
a	yy	0,21	2,601	4,135	0,136	532,5	72,455
a	zz	0,21	2,601	4,135	0,136	532,5	72,455

Στην περίπτωση της συγκεκριμένης τειγίδας δεν χρειάστηκε απομείωση των πλαστικών ροπών λόγω ταυτόχρονης δράσης αξονικών ή τεχνουσών δυνάμεων, καθώς τα αντίστοιχα αναπτυσσόμενα μεγέθη έχουν τιμές πολύ μικρότερες των πλαστικών αντοχών σε ποσοστό μικρότερο του 15%. Συνεπώς, οι αντοχές διατηρούν την πλαστική τιμή τους.

Πίνακας 4.30: Αντοχές τειγίδας κυρίως ναού διατομής 80•80•5

	Nb,Rd	Mc,Rd	Vc,Rd
yy	72,455	15,00	153,72
zz	72,455	15,00	153,72

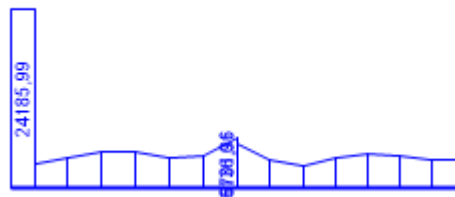
Κατά συνέπεια οι σχέσεις αλληλεπίδρασης για την αντοχή της διατομής (4.2), αλλά και για την αντοχή του μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό (4.10) προκύπτουν ίσες με:

$$0,596 + 0,055 + 0,142 = 0,793 < 1$$

$$0,596 + 0,052 + 0,162 = 0,810 < 1$$

2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας απαιτείται η αναπτυσσόμενη τάση να είναι μικρότερη της τάσης διαρροής του υλικού. Ο έλεγχος γίνεται με το κριτήριο von Mises.



Εικόνα 4.25: Αναπτυσσόμενες τάσεις von Mises

Όπως γίνεται σαφές κι από το προηγούμενο διάγραμμα η μέγιστη τάση von Mises που αναπτύσσεται στην υπό εξέταση τεγίδα είναι μικρότερη της τάσης διαρροής του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε, εφόσον $24,18 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$

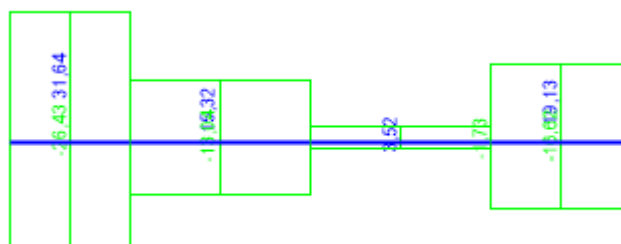
4.4.6 Έλεγχος τεγίδας πτέρυγας ναού

1. Οριακή κατάσταση αστοχίας

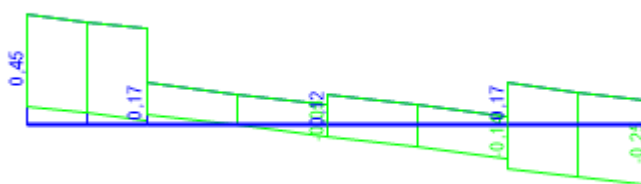
Στις δύο πτέρυγες του σταυρού της κατασκευής υπάρχουν δεκαέξι τεγίδες. Δυσμενέστερη είναι η αριστερή τεγίδα στο δεξί τμήμα του σταυρού, κοντά στον εξωτερικό νότιο τοίχο αυτού του τμήματος. Ο συνδυασμός για τον οποίο έγινε ο σχεδιασμός είναι σεισμικός και συγκεκριμένα:

$$G + Ex + 0,30 Ey$$

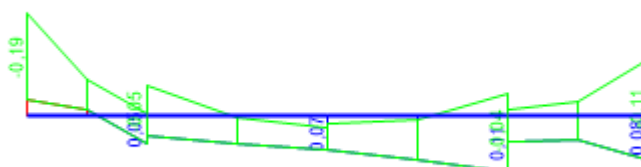
Σύμφωνα με τα παραπάνω προέκυψαν τα ακόλουθα διαγράμματα εντατικών μεγεθών.



Εικόνα 4.26: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων στην χαρακτηριστική τεγίδα του δεξιού τμήματος του σταυρού



Εικόνα 4.27 : Περιβάλλουσα τεχνουσών δυνάμεων στην χαρακτηριστική τεγίδα του δεξιού τμήματος του σταυρού



Εικόνα 4.28: Περιβάλλουσα κάμψης στην χαρακτηριστική τεγίδα του δεξιού τμήματος του σταυρού

Τα μεγέθη στην πιο καταπονημένη διατομή της τεγίδας φαίνονται στον πίνακα (4.31)

Πίνακας 4.31: Εντατικά μεγέθη στη τεγίδα του δεξιού τμήματος του σταυρού

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2,463	-26,425	0,054	-0,085	-7,19	0,216	-0,061

Πίνακας 4.32 : Παράμετροι ελέγχου καμπτικού λυγισμού και τελική αξονική αντοχή τεγίδας του νότιου τμήματος του σταυρού

Καμπύλη λυγισμού	Άξονας	Συντελεστής α	λ	Φ	χ	Npl,Rd	Nb,Rd
a	yy	0,21	1,50	1,76	0,37	461,50	171,91
a	zz	0,21	1,50	1,76	0,37	461,50	171,91

Στην περίπτωση της συγκεκριμένης τεγίδας δεν χρειάστηκε απομείωση των πλαστικών ροπών λόγω ταυτόχρονης δράσης αξονικών ή τεχνουσών δυνάμεων, καθώς τα αντίστοιχα αναπτυσσόμενα μεγέθη έχουν τιμές πολύ μικρότερες των πλαστικών αντοχών σε ποσοστό μικρότερο του 15%. Συνεπώς, οι αντοχές διατηρούν την πλαστική τιμή τους.

Πίνακας 4.33 : Αντοχές τεγίδας διατομής 70•70•5

	Nb,Rd	Mc,Rd	Vc,Rd
yy	171,91	11,27	133,22
zz	171,91	11,27	133,22

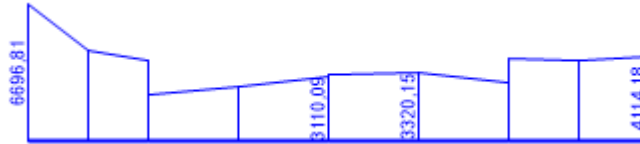
Επομένως, οι σχέσεις αλληλεπίδρασης (4.2) και (4.10) προκύπτουν ίσες με :

$$0,154 + 0,005 + 0,008 = 0,167 < 1$$

$$0,154 + 0,006 + 0,010 = 0,169 < 1$$

2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας απαιτείται η αναπτυσσόμενη τάση να είναι μικρότερη της τάσης διαρροής του υλικού. Ο έλεγχος γίνεται με το κριτήριο von Mises.



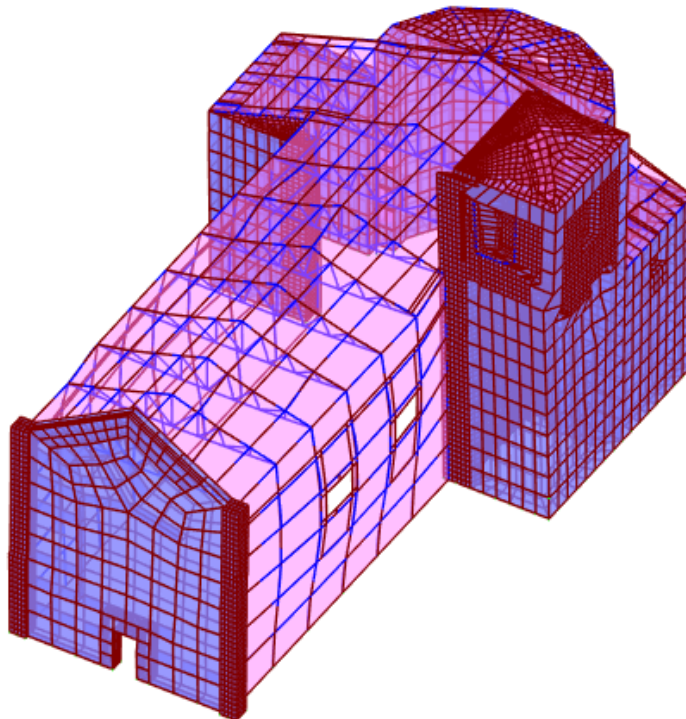
Εικόνα 4.29: Αναπτυσσόμενες τάσεις von Mises στην χαρακτηριστική τεγίδα του νότιου τμήματος του σταυρού

Η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στο υπό μελέτη μέλος είναι μικρότερη της τάσης διαρροής του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε και συγκεκριμένα παρατηρείται :

$$6,7 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

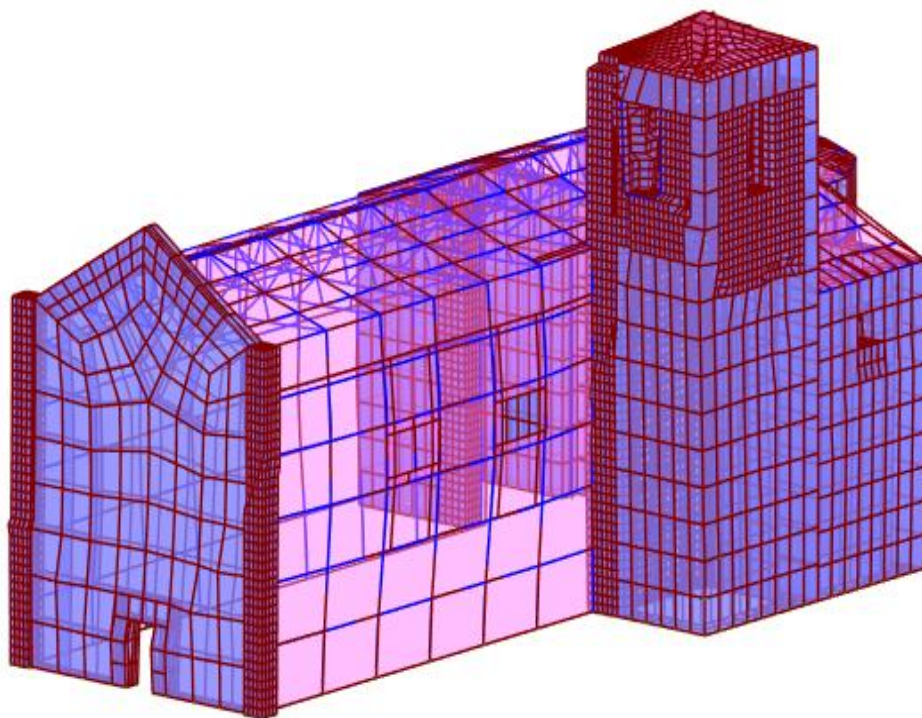
4.5 Μετακινήσεις κατασκευής

Μετά του ελέγχου των μελών της κατασκευής ακολούθησε έλεγχος των μετακινήσεων που παρατηρήθηκαν κατά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, δηλαδή υπό την επίδραση αποκλειστικά του ίδιου βάρους του συνόλου της κατασκευής. Στη συνέχεια εμφανίζεται η παραμορφωμένη μορφή του φορέα κατά την καταπόνησή του από τους σεισμικούς συνδυασμούς, καθώς κι από έναν συνδυασμό στατικών φορτίων με κυρίαρχη μεταβλητή δράση αυτή του ανέμου.



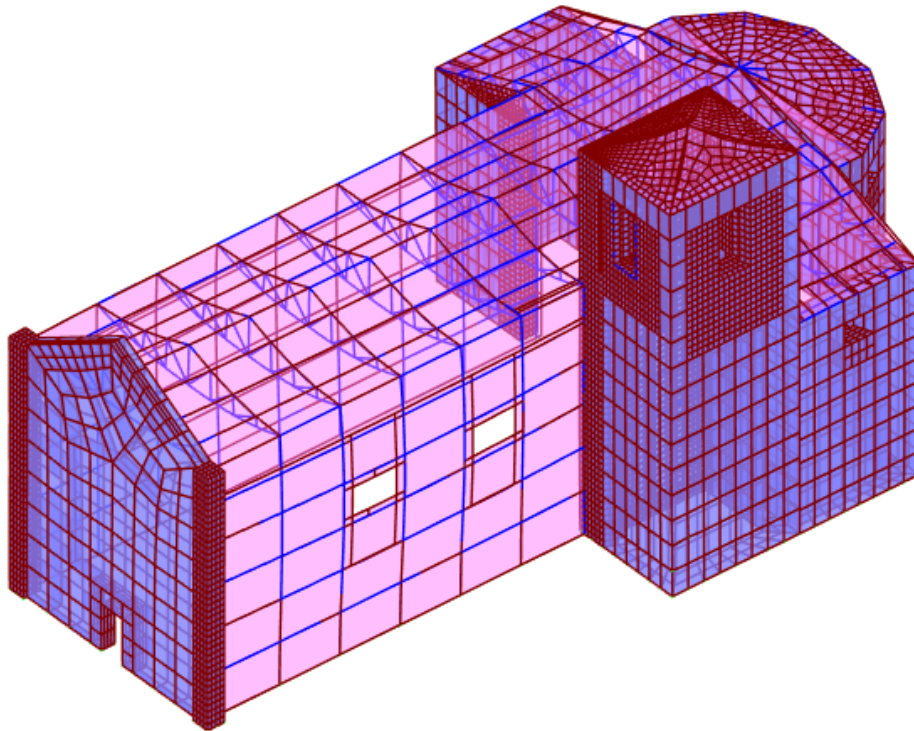
Εικόνα 4.30: Παραμορφωμένος φορέας από την καταπόνηση του σεισμικού συνδυασμού $G + E_x + 0,30 E_y$

Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν στους πλευρικούς τοίχους από οπτοπλινθοδομή με τιμές $d_r = 0,03\text{m}$ κοντά στα ανοίγματα των παραθύρων του δεξιού τοίχου και $d_l = 0,036\text{m}$ στο κέντρο του αριστερού τοίχου, με διεύθυνση εγκάρσια στον διαμήκη άξονα της κατασκευής. Στην πρόσοψη παρατηρήθηκε μετακίνηση κατά τον εγκάρσιο άξονα ίση με $d_{fr} = 0,003\text{m}$, ενώ κατά το διαμήκη άξονα οι μετακινήσεις ήταν μεγαλύτερες με τιμές που άγγιζαν τα 6mm . Στο καμπαναριό η μέγιστη μετακίνηση εμφανίστηκε στο επίπεδο της στέγης του κι είχε τιμή $d_{be} = 0,02\text{m}$. Τέλος, στο σύνολο της στέγης παρουσιάστηκαν μετακινήσεις λίγων χιλιοστών. Αξίζει ωστόσο να γίνει αναφορά στη στέγη του νότιου τμήματος του ιερού κι ιδιαίτερα στη θέση της χαρακτηριστικής τεγίδας που εξετάστηκε προηγουμένως, στην οποία εκτός από μετακινησιακά μεγέθη με τιμές ίσες με 6mm , εμφανίστηκαν και κάποιες στροφικές κινήσεις μικρής τάξης, οι οποίες, όμως, φάνηκε να επηρεάζουν τη μορφή και τις τιμές των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών.



Εικόνα 4.31: Παραμορφωμένος φορέας, καταπονούμενος από τον σεισμικό συνδυασμό $G + E_y + 0,30 E_x$

Στην παραπάνω εικόνα εμφανίζεται η περίπτωση καταπόνησης του φορέα από τον σεισμικό συνδυασμό, στον οποίο η κυρίαρχη δράση ασκείται κατά το διαμήκη άξονα του ναού. Όπως και στην περίπτωση που περιγράφηκε παραπάνω οι μετακινήσεις που εμφανίστηκαν ήταν πολύ μικρές. Στην πρόσοψη άγγιζαν την τιμή $d_{fr} = 0,021\text{m}$ στο κέντρο της πρόσοψης. Το καμπαναριό μετακινήθηκε προς τα δυτικά (προς το ιερό) κατά $d_{be} = 0,011\text{m}$, ενώ οι πλευρικοί τοίχοι του κυρίως ναού μετακινήθηκαν κατά $d_{r,l} = 0,015\text{m}$. Τέλος, στη στέγη παρατηρήθηκαν μετακινήσεις της τάξης των $3-4\text{mm}$. Το ιερό, καθώς κι οι πτέρυγες του ναού είχαν τις μικρότερες μετακινήσεις, οι οποίες ήταν σχεδόν αμελητέες.



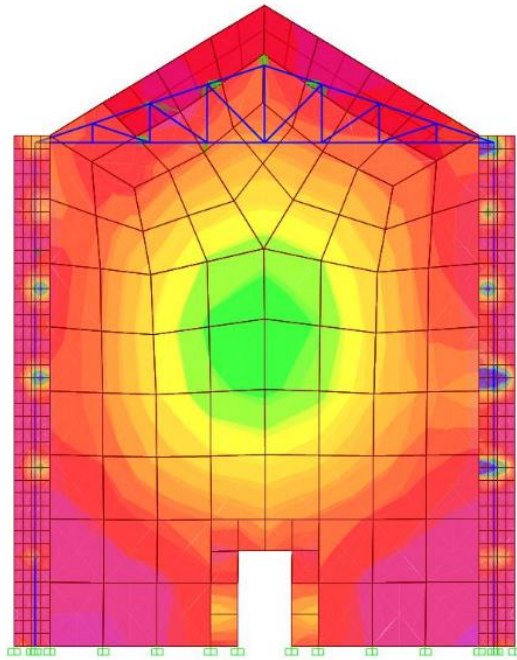
Εικόνα 4.32: Παραμορφωμένος φορέας υπό την καταπόνηση του συνδυασμού $1,35G+ 1,50S+1,50*0,60(-W_x)+1,50*0,60(-W_y)$

Ο συνδυασμός αυτός σε αντίθεση με εκείνους που εξετάστηκαν νωρίτερα, προκάλεσε μεγαλύτερες μετακινήσεις στη στέγη από ότι σε οποιοδήποτε άλλο σημείο της κατασκευής. Ωστόσο και πάλι τα μεγέθη των μετακινήσεων ήταν μικρά, με τιμές έως 4mm. Στον υπόλοιπο ναό οι μετακινήσεις είναι μικρότερες από δέκατα του χιλιοστού, ενώ στα περισσότερα σημεία είναι μηδενικές.

4.6 Τάσεις στην τοιχοποιΐα από πέτρα κι από οπτοπλιθοδομή

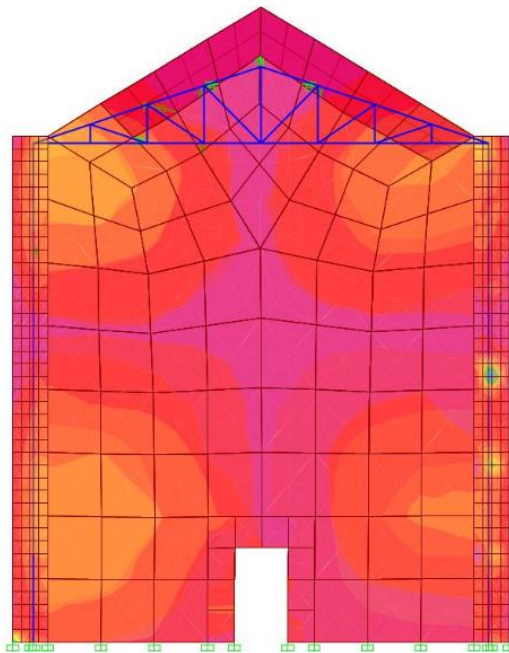
Πέρα από την εξέταση του μεταλλικού σκελετού, ο οποίος όπως προαναφέρθηκε διαστασιολογήθηκε κι ελέγχθηκε τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, καίριας σημασίας ήταν ο έλεγχος των τάσεων που αναπτύχθηκαν στους πλευρικούς τοίχους του ναού, καθώς και στα σημεία επαφής του μεταλλικού σκελετού με τις λιθοδομές. Ο έλεγχος έγινε για τους σεισμικούς συνδυασμούς, που αναδείχθηκαν ως οι κρισιμότεροι από την ανάλυση της κατασκευής. Στη συνέχεια εμφανίζονται διαγράμματα αναπτυσσόμενων τάσεων στα περισσότερο καταπονούμενα σημεία της κατασκευής. Παρόλο που ακόμα και στις μεγαλύτερες καταπονήσεις σε ορισμένα σημεία οι τάσεις πλησιάζουν τα όρια θραύσης, δεν τα ξεπερνούν εξασφαλίζοντας την επάρκεια των επιμέρους τμημάτων.

Η μέγιστη τάση που παρατηρήθηκε στην πρόσοψη, ήταν στα σημεία επαφής του υποστυλώματος και της πλαγιοτεγίδας σε ύψος 7,5m, με τιμή 7083kPa <11900 MPa.

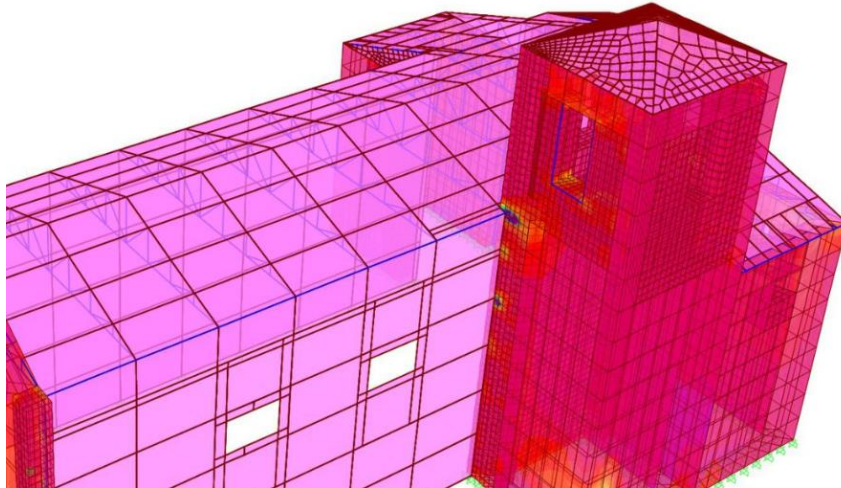


Εικόνα 4.33: Τάσεις για το σεισμικό συνδυασμό G+Ex+0,3Ey

Οι διατμητικές τάσεις που εμφανίστηκαν ήταν της τάξης των 1087MPa, πολύ κοντά στην διατμητική αντοχή της πέτρας, αλλά σε χαμηλότερα επίπεδα.

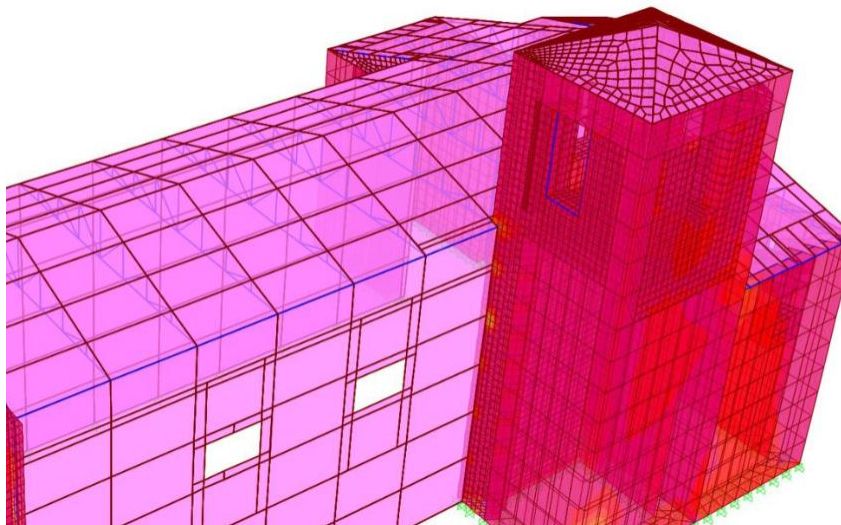


Εικόνα 4.34: Διατμητικές τάσεις για το σεισμικό συνδυασμό G+Ex+0,3Ey



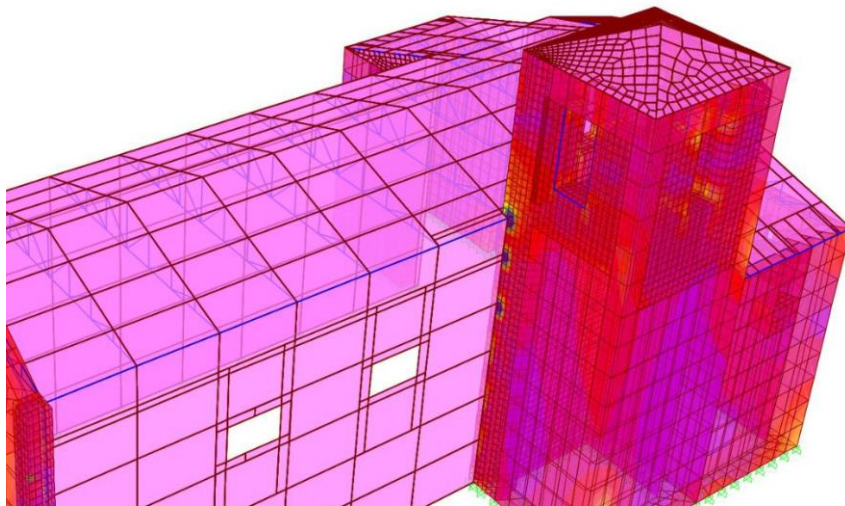
Εικόνα 4.35: Τάσεις για το σεισμικό συνδυασμό G+Ex+0,3Ey

Οι μέγιστες τάσεις, όπως διακρίνεται και στην παραπάνω εικόνα, εμφανίστηκαν στο σημείο επαφής της ανώτερης πλαγιοτεγίδας στο εφαπτόμενο στο καμπαναριό υποστύλωμα. Η τιμή ήταν ίση με 3800MPa. Ακολουθεί το διάγραμμα των διατμητικών τάσεων του καμπαναριού. Οι διατμητικές τάσεις ανέρχονται σε τιμές σχεδόν ίσες με το όριο θραύσης της πέτρας.



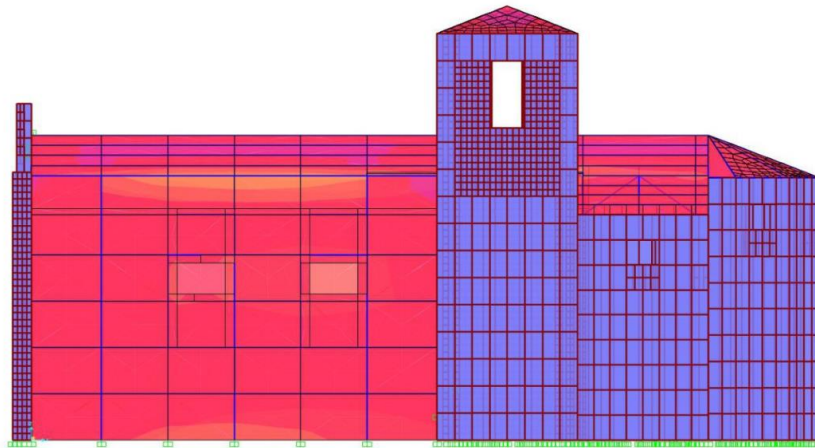
Εικόνα 4.36: Διατμητικές τάσεις για το σεισμικό συνδυασμό G+Ex+0,3Ey

Αξίζει να αναφερθεί ότι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6, υπάρχουν διάφορες κατηγορίες λιθοσωμάτων, οι οποίες συνδυαζόμενες με το κατάλληλο κονίαμα μπορούν να δώσουν πολύ περισσότερο αυξημένες αντοχές. Στην εργασία αυτή ελήφθη μια μέση τιμή αντοχής.

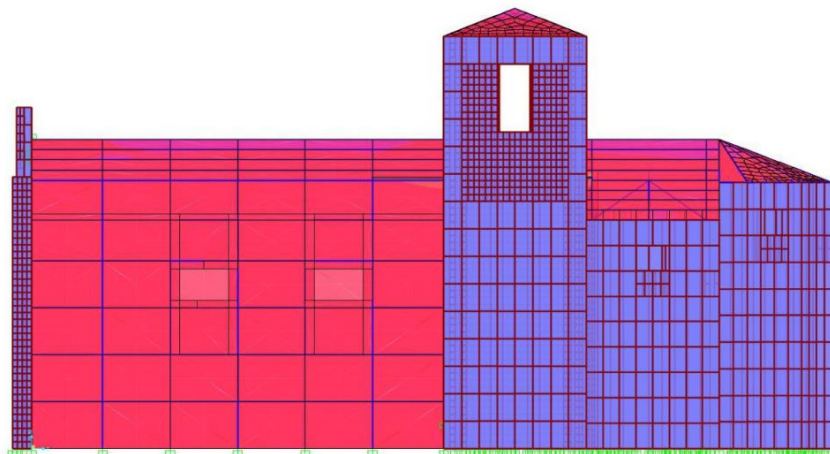


Εικόνα 4.37: Διατμητικές τάσεις για το σεισμικό συνδυασμό $G+Ey+0,3Ex$

Τέλος, παρατίθενται και δύο διαγράμματα με τις αναπτυσσόμενες τάσεις στο δεξί πλευρικό τοίχο της κατασκευής, από οπτοπλινθοδομή.



Εικόνα 4.38: Τάσεις για το σεισμικό συνδυασμό $G+Ex+0,3Ey$



Εικόνα 4.39: Διατμητικές τάσεις για το σεισμικό συνδυασμό $G+Ex+0,3Ey$

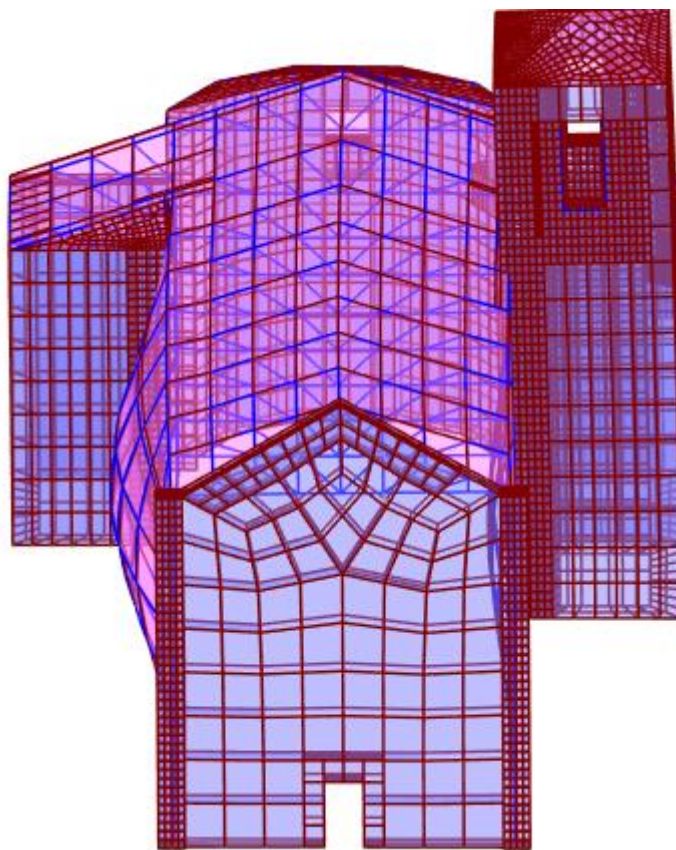
5 Δυναμική ανάλυση

Όταν το μέγεθος κι ο ρυθμός επιβολής μιας δράσης έχει ως συνέπεια την ανάπτυξη σημαντικών αδρανειακών φορτίων, επιβάλλεται να πραγματοποιηθεί δυναμική ανάλυση της κατασκευής. Η δυναμική ανάλυση πραγματοποιείται με βάση τις αντισεισμικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, σύμφωνα με τις οποίες τα αποτελέσματα όλων των δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού είναι δυνατόν να υπολογιστούν με δύο τύπους γραμμικής ελαστικής ανάλυσης.

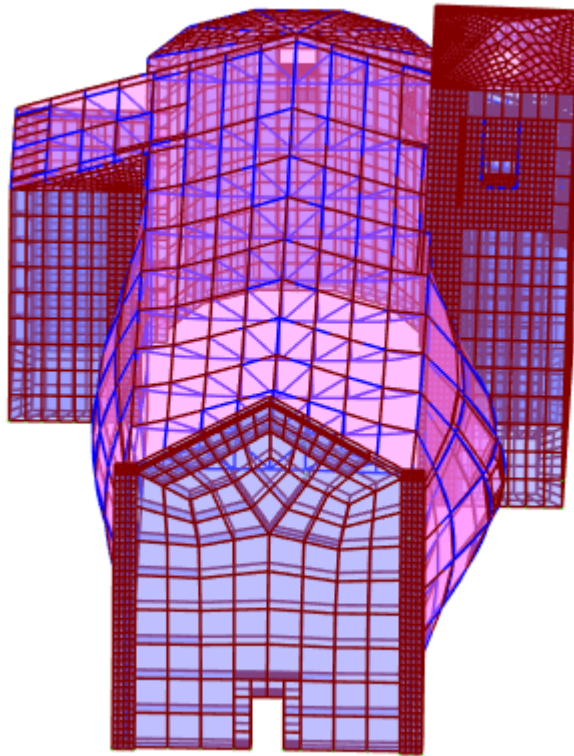
Ο πρώτος τύπος είναι η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης κατά την οποία θεωρείται ότι ολόκληρος ο φορέας ταλαντώνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο σε κάθε διεύθυνση, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή ανώτερων ιδιομορφών.

Ο δεύτερος τύπος είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία είναι δυνατόν να εφαρμοστεί σε όλες τις περιπτώσεις. Στην εφαρμογή αυτής της μεθόδου λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν σημαντικά στη συνολική απόκριση του φορέα. Αυτή η απαίτηση εξασφαλίζεται συμπεριλαμβάνοντας στην ανάλυση το σύνολο των ιδιομορφών, το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών των οποίων αντιστοιχεί στο 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Εναλλακτικά, μπορούν να θεωρηθούν σημαντικές οι ιδιομορφές των οποίων η ιδιομορφική μάζα αποτελεί τουλάχιστον το 5% της συνολικής μάζας της κατασκευής.

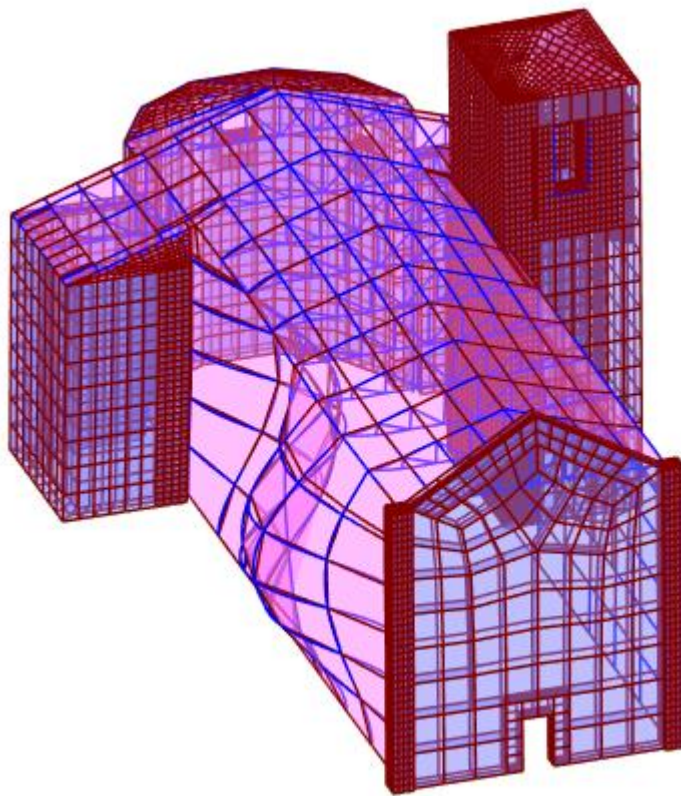
Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης. Ακολουθούν ορισμένες ιδιομορφές της κατασκευής, με τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους.



Εικόνα 5.1: 1^η Ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T_1=0,308\text{sec}$



Εικόνα 5.2: 2^η Ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T_2=0,292\text{sec}$

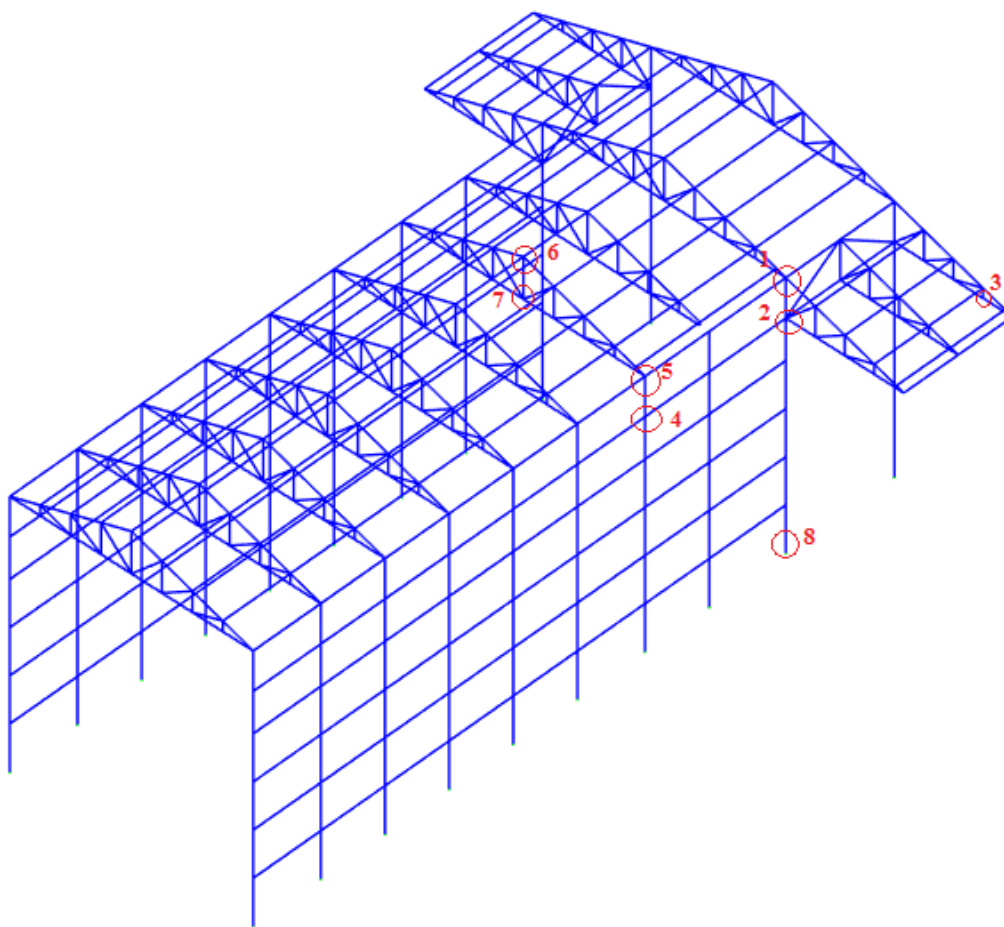


Εικόνα 5.3: 4^η Ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T_4=0,225\text{sec}$

6 Συνδέσεις

Η σωστή μόνωση των συνδέσεων αποτελεί κομβικό σημείο της μελέτης μιας κατασκευής, καθώς μέσω αυτών γίνεται η μεταφορά των εντατικών μεγεθών ανάμεσα στα μέλη ενός φορέα. Σκοπός του είναι η διαμόρφωση των μελών της κατασκευής και η αποκατάσταση της συνέχειας μεταξύ τους. Ειδικότερα όσον αφορά τις μεταλλικές κατασκευές, ορισμένα τμήματα του φορέα είναι προκατασκευασμένα και μεταφέρονται στο έργο, όπου συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, συνθέτοντας τον τελικό συνολικό φορέα.

Οι συνδέσεις που μελετήθηκαν στην υπό εξέταση κατασκευή, σχεδιάστηκαν κι ελέγχθηκαν με το λογισμικό IDEA StatiCa Connection. Το λογισμικό αυτό προσφέρει τη δυνατότητα μόνωσης συνδέσεων διαφόρων τύπων, τις αναλύει χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και τις ελέγχει σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις στην περιοχή όπου πραγματοποιείται το έργο. Στην ακόλουθη εικόνα έχουν επισημανθεί τα σημεία του φορέα στα οποία έγινε μελέτη συνδέσεων.



Εικόνα 6.1: Σημεία μελέτης συνδέσεων στον μεταλλικό φορέα της βασιλικής

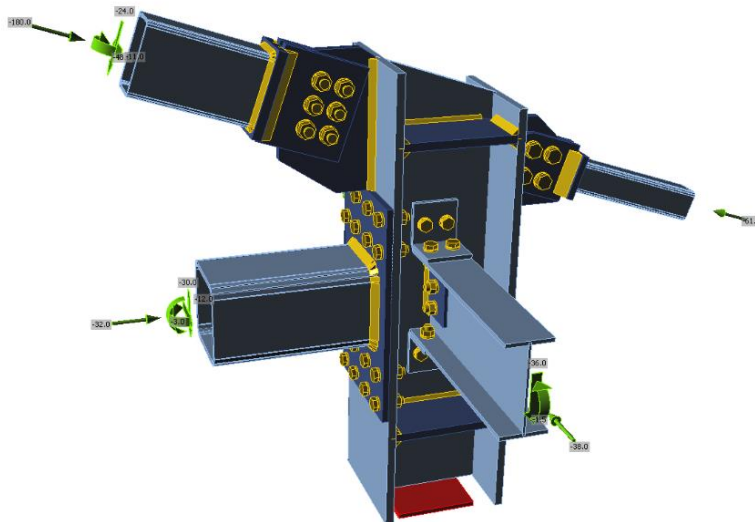
6.1 Σύνδεση δοκών, υποστυλώματος, δικτυωμάτων κυρίως ναού και πτέρυγας σταυρού

Για τη σύνδεση αυτή λήφθηκαν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται σε κάθε συντρέχον στον κόμβο μέλος. Αυτά τα εντατικά μεγέθη είχαν τις τιμές:

Πίνακας 6.1: Αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη μελών που συντρέχουν στη σύνδεση 1

Διατομή	Εντατικά μεγέθη		
	N_{ed}	V_{zed}	M_{yed}
HEB280	-215,8	-12,4	-10,7
IPE200	-38,0	-36,6	-3,8
IPE200	-25,6	-52,6	-1,5
150*100*6,3	-181,6	-84,4	-24,3
70*70*5	-61,1	0,1	0,0
180*180*10	-32,5	-59,8	0,0

Η σύνδεση που τελικά επιλέχθηκε να διαμορφωθεί είναι η εξής:

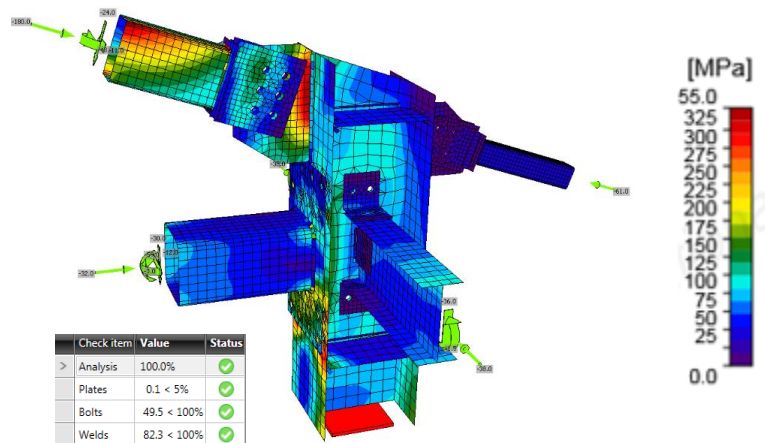


Εικόνα 6.2: Συνδεσμολογία στο εξεταζόμενο σημείο 1

Η σύνδεση, όπως φαίνεται και στην προηγούμενη εικόνα, αποτελείται τόσο από συγκολλήσεις όσο και από κοχλιώσεις. Οι πλαγιωτεγίδες συνδέονται στον κορμό του υποστυλώματος με κοχλίες M16 και ποιότητας 10.9, με δύο γωνιακά ελάσματα πάχους $t_e=10\text{mm}$ και διαστάσεων $100*100\text{mm}$ που τοποθετούνται στα πέλατα της κάθε πλαγιωτεγίδας και με ένα έλασμα, εκατέρωθεν του κορμού της κάθε πλαγιωτεγίδας, πάχους $t_{ew}=8\text{mm}$. Τα ελάσματα του κορμού συγκολλήθηκαν στον κορμό του υποστυλώματος με συγκόλληση πάχους 6mm . Ο ελκυστήρας του αριστερού δικτυώματος αρχικά συγκολλήθηκε σε μία πλάκα πάχους $t_{p1}=14\text{mm}$ με πάχος συγκόλλησης 10mm , η οποία με τη σειρά της κοχλιώθηκε στο πέλα του υποστυλώματος με 16 κοχλίες M16/10,9. Ο ελκυστήρας του δικτυώματος του κυρίως ναού συνδέθηκε με μία μετωπική πλάκα πάχους 20mm μέσω συγκόλλησης πάχους 6mm . Στη συνέχεια, στην πλάκα αυτή συγκολλήθηκαν δυο ελάσματα πάχους 20mm , με συγκόλληση ίδιου πάχους, τα οποία τελικά κοχλιώθηκαν με κοχλίες M20/10,9 με ένα τρίτο έλασμα πάχους 20mm . Το τελευταίο έλασμα ήταν ήδη

συγκολλημένο στο πέλημα του υποστυλώματος με συγκόλληση πάχους $t=9\text{mm}$. Ο ελκυστήρας του δικτυώματος της πτέρυγας του σταυρού συνδέθηκε με μία μετωπική πλάκα πάχους 15mm μέσω συγκόλλησης πάχους 5mm . Στη συνέχεια στην πλάκα αυτή συγκολλήθηκαν δυο έλασματα πάχους 15mm , με συγκόλληση ίδιου πάχους, τα οποία τελικά κοχλιώθηκαν με κοχλίες $M20/10,9$ με ένα τρίτο έλασμα πάχους 15mm . Το τελευταίο έλασμα ήταν ήδη συγκολλημένο στο πέλημα του υποστυλώματος με συγκόλληση πάχους $t=8\text{mm}$. Τέλος, τοποθετήθηκαν εγκάρσιες νευρώσεις στον κορμό του υποστυλώματος πάχους 18mm , που συνδέθηκαν με αυτόν με πάχος συγκόλλησης 5mm και με τα πέσματα με πάχος συγκολλήσεων 9mm

Παρουσιάζονται επιπλέον οι αναπτυσσόμενες τάσεις που εξήχθησαν από το λογισμικό κι ελέγχθηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, καθώς κι ο έλεγχος που εμφανίζει το πρόγραμμα.



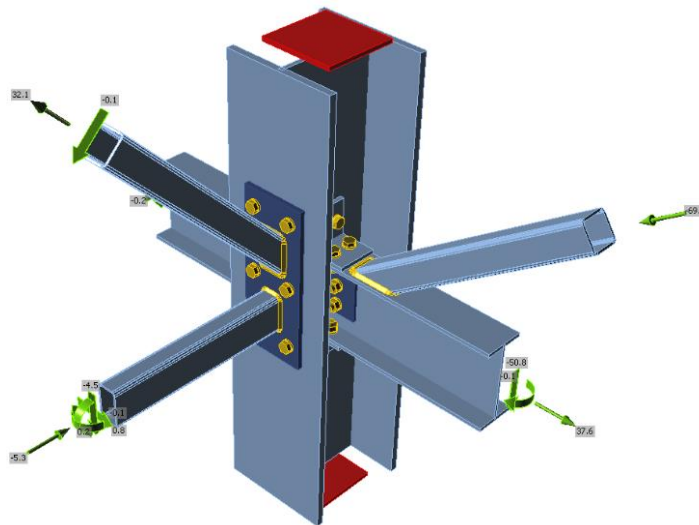
Εικόνα 6.3: Αναπτυσσόμενες τάσεις στη σύνδεση (1)

6.2 Σύνδεση (2) υποστυλώματος και πλευρικών δικτυωμάτων

Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στα μέλη της σύνδεσης λήφθηκαν από το λογισμικό ανάλυσης :

Πίνακας 6.2: Αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη μελών που συντρέχουν στη σύνδεση (2)

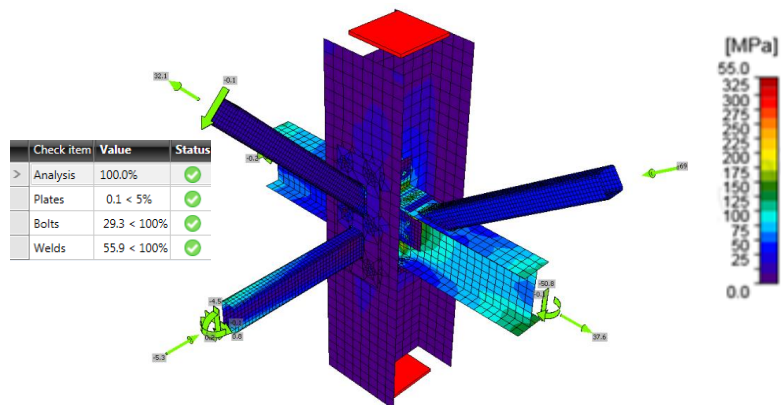
Διατομή	Εντατικά μεγέθη		
	N_{ed}	V_{zed}	M_{yed}
IPE200(α)	-38,2	-36,5	-0,28
IPE200(β)	37,5	-50,8	0,0
70*70*5(α)	-32	-0,12	-0,0005
70*70*5(β)	-69,8	-0,142	0
90*50*5	-5,3	-4,3	0,204



Εικόνα 6.4: Συνδεσμολογία στο σημείο (2)

Στην περίπτωση αυτή η σύνδεση των πλαγιοτεγίδων με το υποστύλωμα είναι ίδια με αυτήν που αναφέρθηκε στη σύνδεση (1). Επιπλέον, πάνω στη δεξιά πλαγιοτεγίδα, όπως φαίνεται στην εικόνα, έχει συγκολληθεί η κοίλη ορθογωνική διατομή 70*70*5, με περιμετρική συγκόλληση πάχους 5mm. Η εσωτερική ράβδος, καθώς κι ο ελκυστήρας του δικτυώματος της πτέρυγας του ναού συγκολλήθηκαν πάνω σε μία μετωπική πλάκα πάχους 12mm με συγκόλληση πάχους 5mm. Η πλάκα αυτή συγκολλήθηκε, ακολούθως, στο πέλμα του υποστυλώματος με 6 κοχλίες M16/10,9.

Όπως διακρίνεται κι από την εικόνα στη συνέχεια οι αναπτυσσόμενες τάσεις ήταν μικρότερες από την τάση διαρροής του χάλυβα S355.



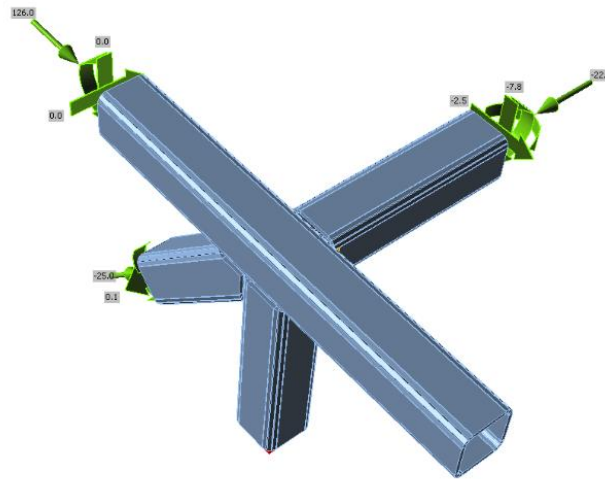
Εικόνα 6.5: Αναπτυσσόμενες τάσεις στη σύνδεση (2)

6.3 Σύνδεση (3) άνω μέρος δικτυώματος πτέρυγας σταυρού

Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν στα μέλη που συντρέχουν στον υπό εξέταση κόμβο υπολογίστηκαν:

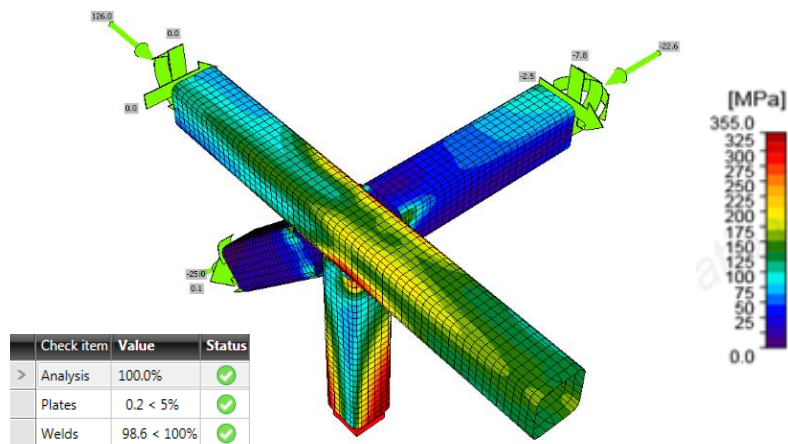
Πίνακας 6.3: Εντατικά μεγέθη των συντρεχόντων μελών στη σύνδεση (3)

Διατομή	Εντατικά μεγέθη		
	Ned	Vzed	Myed
70*70*5(α)	-126,8	-0,036	0,133
70*70*5(β)	-25	-0,003	0,165
70*70*5(γ)	-22,6	-7,75	-0,126
70*70*5(δ)	-188,7	-0,28	0
70*70*5(ε)	-5,1	-9,7	2,29



Εικόνα 6.6: Συνδεσμολογία στο σημείο (3)

Η σύνδεση σε αυτό το σημείο του φορέα έχει πραγματοποιηθεί αποκλειστικά με συγκολλήσεις πάχους 5mm. Οι τάσεις που αναπτύσσονται δεν ξεπερνούν το όριο διαρροής του χάλυβα S355.



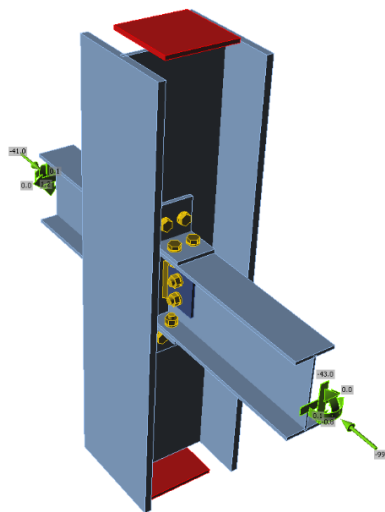
Εικόνα 6.7: Αναπτυσσόμενες τάσεις στη σύνδεση (3)

6.4 Σύνδεση (4) δοκών και υποστυλώματος

Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν στα μέλη που συντρέχουν στη σύνδεση είναι τα εξής:

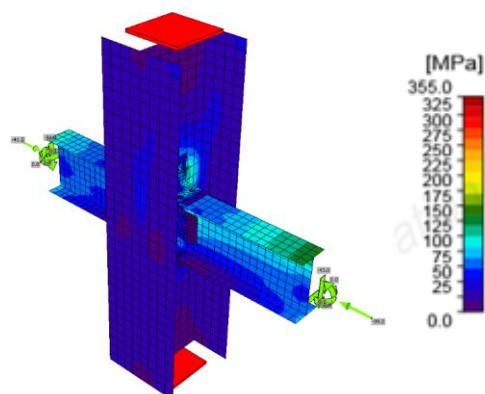
Πίνακας 6.4: Εντατικά μεγέθη των συντρεχόντων μελών στη σύνδεση (4)

Διατομή	Εντατικά μεγέθη		
	N_{ed}	V_{zed}	M_{yed}
IPE200(α)	-99,72	43,27	-0,781
IPE200(β)	-41,45	41,61	1,232



Εικόνα 6.8: Συνδεσμολογία στο σημείο (4)

Η σύνδεση αυτή πραγματοποιήθηκε όπως περιγράφηκε στην παράγραφο 6.1, για τις αντίστοιχες συνδέσεις πλαγιοτεγίδων και υποστυλώματος.



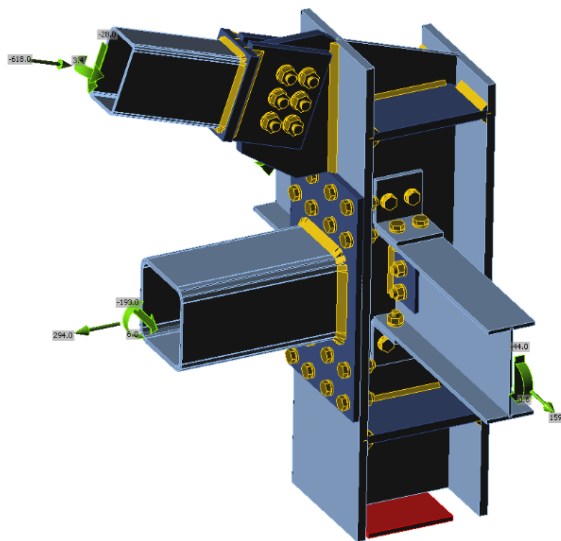
Εικόνα 6.9: Αναπτυσσόμενες τάσεις στη σύνδεση (4)

6.5 Σύνδεση (5) δικτύματος, δοκών και υποστυλώματος

Τα εντατικά μεγέθη των μελών της σύνδεσης εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα.

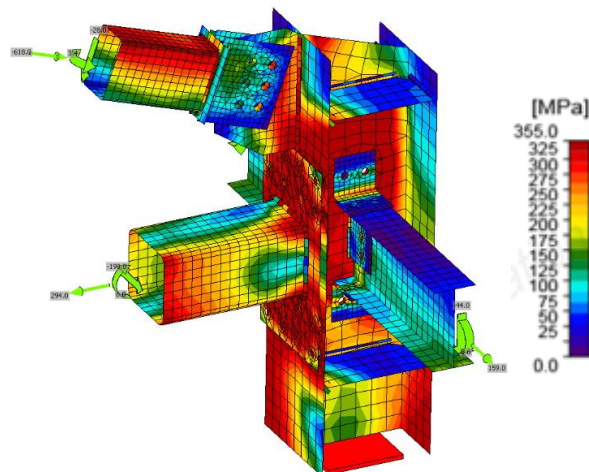
Πίνακας 6.5: Εντατικά μεγέθη των συντρεχόντων μελών στη σύνδεση (5)

Διατομή	Εντατικά μεγέθη		
	N_{ed}	V_{zed}	M_{yed}
IPE200(α)	-159,45	41,22	0,571
IPE200(β)	-185,2	-69,92	-3,99
150*100*6,3(α)	-618,83	28,94	0
180*180*10(α)	-292,06	19,37	0



Εικόνα 6.10: Συνδεσμολογία στο σημείο (5)

Η σύνδεση, όπως φαίνεται είναι ίδια με αυτήν της παραγράφου 6.1, με τη διαφορά ότι στο σημείο (5) δεν συντρέχει ζύγωμα ενός επιπλέον δικτύματος.



Εικόνα 6.11: Αναπτυσσόμενες τάσεις στο σημείο (5)

Παρότι οι τάσεις στη συγκεκριμένη σύνδεση είναι πολύ υψηλές, σε κανένα σημείο δεν υπερβαίνουν την τάση διαρροής του χάλυβα S355.

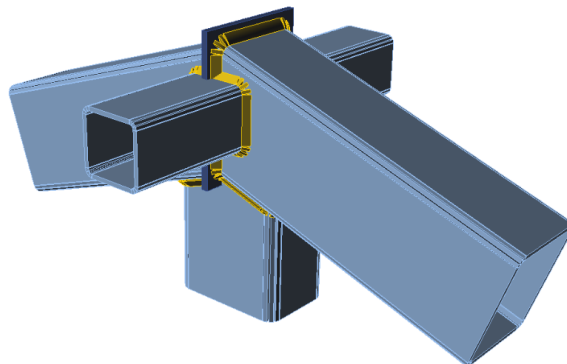
6.6 Σύνδεση (6) άνω τμήμα δικτυώματος κυρίως ναού

Στο άνω τμήμα του δικτυώματος υπό εξέταση συντρέχουν μέλη, των οποίων τα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται στη συνέχεια.

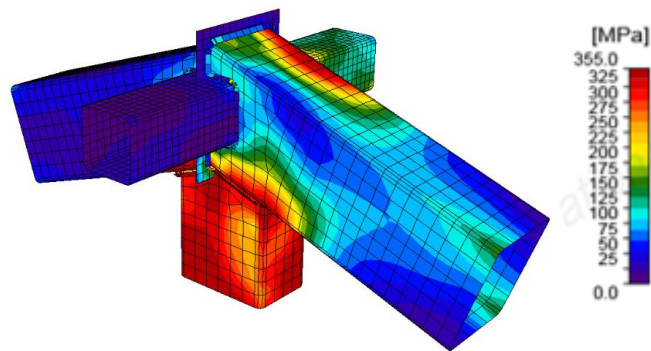
Πίνακας 6.6: Εντατικά μεγέθη μελών που συντρέχουν στη σύνδεση (6)

Διατομή	Εντατικά μεγέθη		
	N_{ed}	V_{zed}	M_{yed}
80*80*5(α)	-12,82	-7,67	-0,147
80*80*5(β)	-14,89	8,48	0,027
150*100*6,3(α)	-196	-1,32	0,252
150*100*6,3(β)	-201,9	1,24	0,268
150*100*6,3(γ)	72,6	0,036	-0,014

Οι συνδέσεις μεταξύ των εσωτερικών ράβδων, των τεγίδων και των δύο τμημάτων του ζυγώματος πραγματοποιήθηκε με συγκόλληση πάχους 5mm. τα δύο τμήματα του ζυγώματος συνδέονται μεταξύ τους με μία πλάκα πάχους 8mm και διαστάσεων 165*115mm στην οποία κάθε μία συγκολλάται με συγκολλήσεις 5mm. Οι διαστάσεις της πλάκας επιλέχθηκαν, ώστε να υπάρχει περιθώριο πραγματοποίησης συγκόλλησης με το απαιτούμενο πάχος.



6.12: Συνδεσμολογία στο σημείο (6)



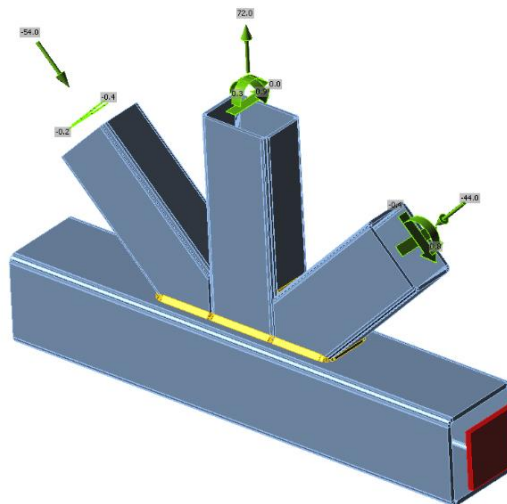
Εικόνα 6.13: Αναπτυσσόμενες τάσεις στη σύνδεση (6)

6.7 Σύνδεση (7) κάτω τμήμα δικτύωματος

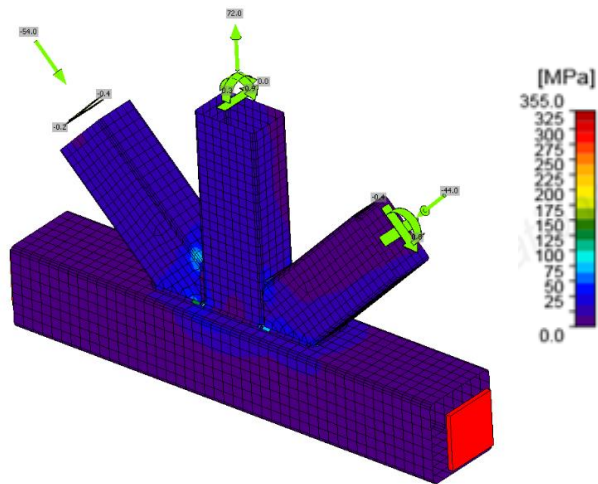
Στις εσωτερικές ράβδους αναπτύχθηκαν τα παρακάτω εντατικά μεγέθη.

Πίνακας 6.7: Εντατικά μεγέθη στα μέλη που συντρέχουν στη σύνδεση (7)

Διατομή	Εντατικά μεγέθη		
	N _{ed}	V _{zed}	M _{yed}
150*100*6,3(α)	-44,25	0,406	0,842
150*100*6,3(β)	72,62	-0,014	0,036
150*100*6,3(γ)	-54,53	0,477	0,925
180*180*10(α)	-200,3	-18,8	0,512
180*180*10(β)	-209,7	-19	2,575



Εικόνα 6.14: Συνδεσμολογία στη θέση (7)



Εικόνα 6.15: Αναπτυσσόμενες τάσεις στη σύνδεση (7)

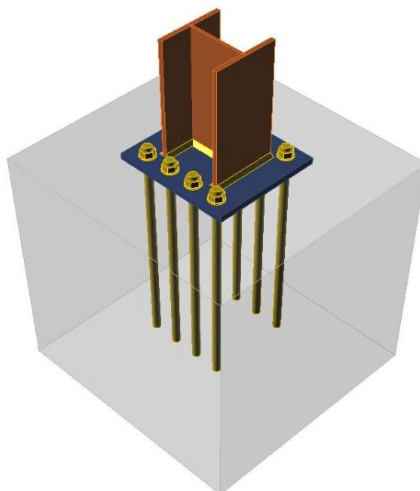
Οι τάσεις που παρουσιάστηκαν είναι κατά πολύ μικρότερες του ορίου διαρροής, όπως φαίνεται και στην προηγούμενη εικόνα.

6.8 Σύνδεση (8) βάσης

Οι αντιδράσεις που λήφθηκαν από το λογισμικό ανάλυσης και εμφανίζονται στο δυσμενέστερο υποστύλωμα είναι οι ακόλουθες:

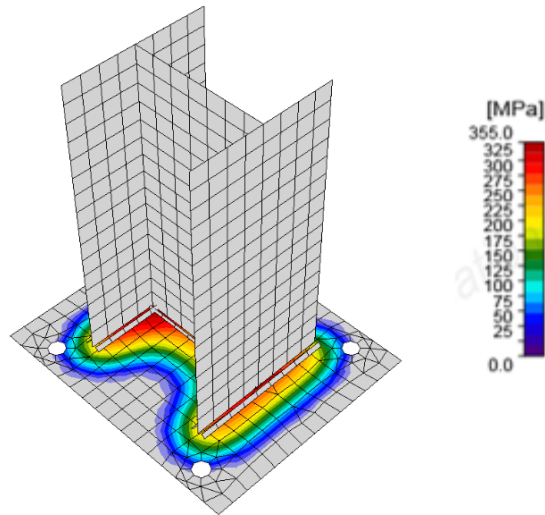
Πίνακας 6.8: Αντιδράσεις βάσης

Αντιδράσεις		
N	V	M
-1824	73,3	2,34
678	40,66	-9,9



Εικόνα 6.16: Σύνδεση βάσης

Η πλάκα στην οποία έχει συγκολληθεί η διατομή του υποστυλώματος έχει πάχος $t=40\text{mm}$, ενώ οι συγκολλήσεις είναι περιμετρικές κι έχουν πάχος 12mm . Επιπλέον, επιλέχθηκαν αγκυρώσεις με διάμετρο M38 και μήκος $1,0\text{m}$. Οι αγκυρώσεις εισχωρούν σε ένα φρεάτιο από σκυρόδεμα ποιότητας C30/37. Η σύνδεση ελέγχθηκε για το εφελκυστικό αξονικό φορτίο και για τις τέμνουσες δυνάμεις και ροπές κάμψης που παρουσιάστηκαν στον προηγούμενο πίνακα.



Εικόνα 6.17: Αναπτυσσόμενες τάσεις στη σύνδεση βάσης

7 Συμπεράσματα

Από τη συνολική διαδικασία σχεδιασμού, ανάλυσης και διαστασιολόγησης του νέου φέροντος οργανισμού, καθώς κι από τον έλεγχο των διασωζόμενων τμημάτων της κατασκευής μπορούν να εξαχθούν ορισμένα βασικά συμπεράσματα.

Αρχικά σημειώνεται ότι σημαντικό παράγοντα για τον αποτελεσματικό σχεδιασμό της νέας βασιλικής αποτέλεσε η διαμόρφωση ενός προσομοιώματος, το οποίο προσέγγιζε κατά το μέγιστο δυνατό τη συμπεριφορά της πραγματικής κατασκευής.

Η ύπαρξη γεωμετρικών περιορισμών κατά τη μόρφωση του νέου φέροντος οργανισμού, οδήγησε σε ορισμένες περιπτώσεις σε μικρό αριθμό δυνατών λύσεων. Αυτό είχε ως συνέπεια την επιβάρυνση ενός μέρους των μελών του μεταλλικού σκελετού. Συγκεκριμένα, τα μεγάλα ανοίγματα του ναού, λόγω της σταυροειδούς μορφής του σε συνδυασμό με τις καταπονήσεις, κυρίως λόγω των σεισμικών συνδυασμών, οδήγησε στην αυξημένη καταπόνηση των υποστυλωμάτων των δύο τελευταίων πλαισίων.

Επίσης, η επιλογή της διατήρησης κοινών διατομών σε στοιχεία με κοινή λειτουργία, είχε ως αποτέλεσμα κάποια μέλη να έχουν αυξημένη αντοχή σε σχέση με τις αναμενόμενες επιβαλλόμενες δράσεις. Η σύνθετη, ωστόσο, λειτουργία του φορέα δεν επέτρεπε την επιλογή μικρότερων διατομών των οποίων θα γινόταν μεγαλύτερη αξιοποίηση, καθώς από μια τέτοια αλλαγή, θα επηρεαζόταν μια σειρά άλλων μελών, τα οποία ήταν πιθανό να οδηγηθούν σε αστοχία. Συνεπώς, η διαστασιολόγηση έγινε με βάση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν στη δυσμενέστερη κάθε φορά διατομή του πλέον επιβαρυσμένου μέλους.

Ακόμη, από την ανάλυση κατέστη εμφανές ότι για την διαστασιολόγηση των στοιχείων του μεταλλικού σκελετού κρίσιμοι ήταν οι συνδυασμοί των σεισμικών δράσεων. Ένα τέτοιο αποτέλεσμα ήταν αναμενόμενο, καθώς πρόκειται για μία κατασκευή με μεγάλη μάζα, η οποία αναπτύσσει μεγάλες αδρανειακές δυνάμεις κατά τη μεταδιδόμενη μετακίνηση του εδάφους.

Παρατηρήθηκε, επιπλέον, η ανάπτυξη εντατικών μεγεθών σε κάποια στοιχεία του μεταλλικού σκελετού, λόγω των μετακινήσεων του καμπαναριού. Οι μετακινήσεις αυτές οδήγησαν σε αύξηση τόσο αξονικών δυνάμεων όσο και τεμνουσών στα γειτονικά πλαίσια.

Τέλος, αναφέρεται ότι ήταν δυνατή η επιλογή διαφορετικού τύπου διατομών, ιδιαίτερα στα δικτυώματα της στέγης, ωστόσο, η φύση της κατασκευής υπαγόρευε εκτός από σωστή στατική και δυναμική μελέτη, την αισθητικά άρτια μορφή του φορέα, την οποία εξυπηρετούσαν καλύτερα οι επιλεγμένες κοίλες διατομές.

8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
5. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
6. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
7. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
8. EN1993-1-8: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα: Μέρος 1.8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
9. EN1996-1-1: Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία : Μέρος 1: Γενικοί κανόνες για οπλισμένη κι άοπλη τοιχοποιία, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2005
10. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
11. Δημοσθένους Α. Μίλτων (2009) «Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία», Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ), Θεσσαλονίκη
12. Μπαλαλώτη Μαρίνα (2016) : «Σχεδιασμός σύγχρονης κατοικίας από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
13. Hemant B. Kaushik, Durgesh C. Rai et.al (2007). “ Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression”, Journal of materials in civil engineering.
14. Edoardo A.C. Costantini, Giovanni L'Abate, Roberto Barbetti et.al.(2012). “Carta dei suoli d'Italia”, Consiglio per ricerca e la sperimentazione in agricoltura, Ministero delle Politiche Agricole Alimentari e Forestali, Italy.
15. <https://www.umbriatourism.it>
16. <http://www.essential-humanities.net/art-supplementary/church-anatomy/>
17. http://www.corriere.it/cronache/16_ottobre_30/
18. <http://www.comune.norcia.pg.it/luoghi-da-visitare/la-basilica-di-san-benedetto/>
19. <http://ip51.icomos.org>
20. <http://www.protezionecivile.gov.it/>
21. https://it.wikipedia.org/wiki/Basilica_di_San_Benedetto

Παράρτημα Α

Α1. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων στον κυρίως ναό

Πίνακας Α1 : Γραμμική παρεμβολή στον πίνακα με τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης κατά τη διεύθυνση χ-χ

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	cpe,10				
5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
1,21	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,511
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Πίνακας Α2: Παράμετροι και υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων κατά τη διεύθυνση χ-χ

	Ζώνη					
	A	B	C	D		E
	ze=16,50	ze=16,50	ze=16,50	ze =13,60	ze=16,50	ze=16,50
cpe,10	-1,2	-0,8		0,8	0,8	-0,511
ce	2,05	2,05		1,9	2,05	2,05
qp	0,933	0,933		0,865	0,933	0,933
we	-1,119	-0,746		0,692	0,746	-0,476

Πίνακας Α3: Γραμμική παρεμβολή στον πίνακα με τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης κατά τη διεύθυνση y-y

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	cpe,10	cpe,10	cpe,10	cpe,10	cpe,10
5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
0,45	-1,2	-0,8	-0,5	0,827	-0,553
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Πίνακας Α4: Παράμετροι και υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων κατά τη διεύθυνση y-y

	Ζώνη					
	A	B	C	D		E
	ze=16,50	ze=16,50	ze=16,50	ze =13,60	ze=16,50	ze=16,50
cpe,10	-1,2	-0,8	-0,5	0,827	0,827	-0,553
ce	2,05	2,05	2,05	1,9	2,05	2,05
qp	0,933	0,933	0,933	0,865	0,933	0,933
we	-1,119	-0,746	-0,466	0,715	0,771	-0,516

A2. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων στην πτέρυγα του σταυρού

Πίνακας A5 : Γραμμική παρεμβολή στον πίνακα με τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης κατά τη διεύθυνση χ-χ

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	cpe,10				
5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
2,38	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,320
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Πίνακας A6: Παράμετροι και υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων κατά τη διεύθυνση χ-χ

	Ζώνη						
	A	B	C	D			E
	ze=14,30	ze=14,30	ze=14,30	ze =6,00	ze=8,30	ze=14,30	ze=14,30
cpe,10	-1,2	-0,8		0,8	0,8	0,8	-0,320
ce	2	2		1,35	1,5	2	2
qp	0,91	0,91		0,61425	0,6825	0,91	0,91
we	-1,092	-0,728		0,4914	0,546	0,728	-0,29146

Πίνακας A7: Γραμμική παρεμβολή στον πίνακα με τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης κατά τη διεύθυνση y-y

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	cpe,10	cpe,10	cpe,10	cpe,10	cpe,10
5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
1,91	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,546
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Πίνακας A8: Παράμετροι και υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων κατά τη διεύθυνση y-y

	Ζώνη						
	A	B	C	D			E
	ze=14,30	ze=14,30	ze=14,30	ze =6,00	ze=8,30	ze=14,30	ze=14,30
cpe,10	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	0,8	0,8	-0,546
ce	2	2	2	1,35	1,5	2	2
qp	0,91	0,91	0,91	0,614	0,683	0,91	0,91
we	-1,092	-0,728	-0,455	0,491	0,546	0,728	-0,496

A3. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων στο καμπαναριό

Πίνακας A9 : Γραμμική παρεμβολή στον πίνακα με τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης κατά τη διεύθυνση χ-χ

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	cpe,10				
5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
3,33	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,617
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Πίνακας A10: Παράμετροι και υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων κατά τη διεύθυνση χ-χ

	Ζώνη							
	A	B	C	D				E
	ze=22	ze=22	ze=22	ze =6,60	ze=11	ze=15,40	ze=22	ze=22
cpe,10	-1,2	-0,8		0,8	0,8	0,8	0,8	-0,617
ce	2,25	2,25		1,4	1,75	2	2,25	2,25
qp	1,024	1,024		0,637	0,796	0,91	1,02375	1,024
we	-1,229	-0,819		0,510	0,637	0,728	0,819	-0,631

Πίνακας A11: Γραμμική παρεμβολή στον πίνακα με τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης κατά τη διεύθυνση y-y

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	cpe,10				
5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
3,06	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,603
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Πίνακας A12: Παράμετροι και υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων κατά τη διεύθυνση y-y

	Ζώνη							
	A	B	C	D				E
	ze=22	ze=22	ze=22	ze =6,60	ze=11	ze=15,40	ze=22	ze=22
cpe,10	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	0,8	0,8	0,8	-0,603
ce	2,25	2,25	2,25	1,4	1,75	2	2,25	2,25
qp	1,024	1,024	1,024	0,637	0,796	0,91	1,024	1,024
we	-1,229	-0,819	-0,512	0,5096	0,637	0,728	0,819	-0,617

A4. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων στο ιερό

Πίνακας A13 : Γραμμική παρεμβολή στον πίνακα με τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης κατά τη διεύθυνση χ-χ

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	cpe,10				
5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
2,38	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,569
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Πίνακας A14: Παράμετροι και υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων κατά τη διεύθυνση χ-χ

	Ζώνη					
	A	B	C	D		E
	ze=14,30	ze=14,30	ze=14,30	ze =13,60	ze=14,30	ze=14,30
cpe,10	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	0,8	-0,569
ce	2	2	2	1,9	2	2
qp	0,91	0,91	0,91	0,8645	0,91	0,91
we	-1,092	-0,728	-0,455	0,6916	0,728	-0,518

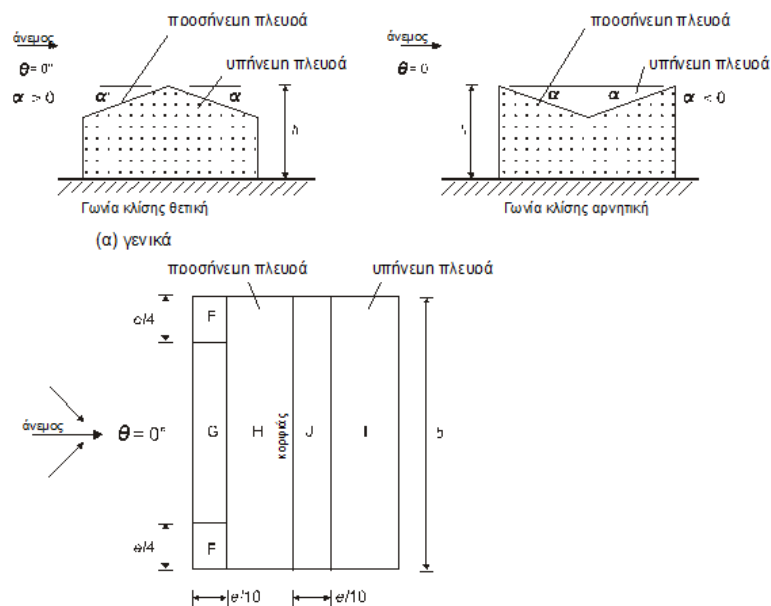
Πίνακας A15: Γραμμική παρεμβολή στον πίνακα με τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης κατά τη διεύθυνση y-y

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	cpe,10	cpe,10	cpe,10	cpe,10	cpe,10
5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
1,05	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,503
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Πίνακας A16: Παράμετροι και υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων κατά τη διεύθυνση y-y

	Ζώνη					
	A	B	C	D		E
	ze=14,30	ze=14,30	ze=14,30	ze =13,60	ze=14,30	ze=14,30
cpe,10	-1,2	-0,8		0,8	0,8	-0,503
ce	2	2		1,9	2	2
qp	0,91	0,91		0,865	0,91	0,91
we	-1,092	-0,728		0,692	0,728	-0,4573

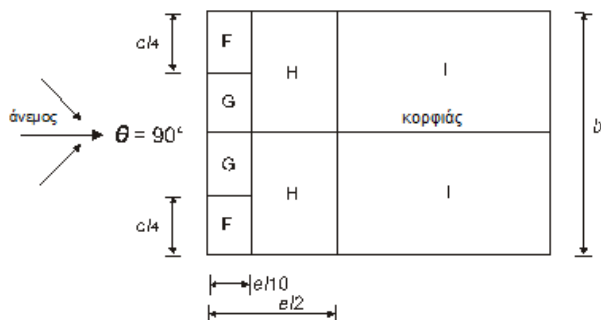
A5. Συμβολισμοί και πίνακες για δικλινείς στέγες



(β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

$e = b \text{ ή } 2h$
 όπου είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
 στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Εικόνα Α1: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

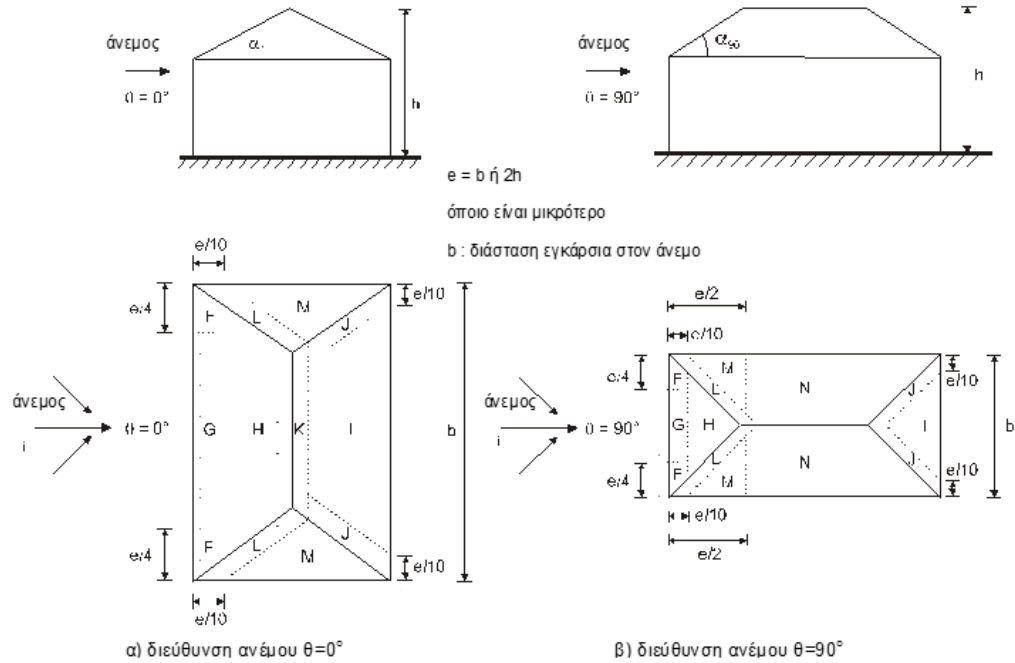
Πίνακας Α17: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για $Q=0^\circ$

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $Q = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1	-1,5
-30°	-1,1	-2	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2	-0,8	-1,2	0,2		0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2	-0,6	-1,2	-0,6		0,2	
	0		0		0				-0,6	
15°	-0,9	-2	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1	-1,5
	0,2		0,2		0,2		0		0	0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0		0	
45°	0		0		0		-0,2		-0,3	
	0,7		0,7		0,6		0		0	
60°	0,7		0,7		0,7		-0,2		-0,3	
75°	0,8		0,8		0,8		-0,2		-0,3	

Πίνακας Α18: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για $Q=90^\circ$

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $Q = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2	-1,2	-2	-1	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2	-1	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2	-1,3	-2	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2	-0,8	-1	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2	-0,8	-1	-0,5	

Α6. Συμβολισμοί και πίνακες για τετρακλινείς στέγες



Εικόνα Α2: Συμβολισμοί για τετρακλινείς στέγες

Πίνακας Α19: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για $Q=0^\circ$ και $Q=90^\circ$

Γωνία κλίσης α_0 για $Q=0^\circ$ α_{90} για $Q=90^\circ$	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $Q=0^\circ$ and $Q=90^\circ$																	
	F		G		H		I		J		K		L		M		N	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2	-0,6	-1,2		-0,3		-0,6		-0,6	-1,2	-2	-0,6	-1,2	-0,4	
	0		0		0													
15°	-0,9	-2	-0,8	-1,5	-0,3		-0,5	-1	-1,5	-1,2	-2	-1,4	-2	-0,6	-1,2	-0,3		
	0,2		0,2		0,2													
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4	-0,7	-1,2	-0,5		-1,4	-2	-0,8	-1,2	-0,2		
	0,5		0,7		0,4													
45°	0		0		0		-0,3		-0,6		-0,3	-1,3	-2	-0,8	-1,2	-0,2		
	0,7		0,7		0,6													
60°	0,7		0,7		0,7		-0,3		-0,6		-0,3	-1,2	-2	-0,4		-0,2		
	0,7		0,7		0,7													
75°	0,8		0,8		0,8		-0,3		-0,6		-0,3	-1,2	-2	-0,4		-0,2		
	0,8		0,8		0,8													