

**DIREZIONE OPERE PUBBLICHE**

COMMITTENTE		COMUNE					
<b>SCR Piemonte</b>		<b>Città di TORINO</b>					
LIVELLO PROGETTUALE							
<b>PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA</b>							
CUP	TITOLO INTERVENTO						
<b>C14E21001220001</b>	<b>TORINO, IL SUO PARCO, IL SUO FIUME: MEMORIA E FUTURO” REALIZZAZIONE DELLA BIBLIOTECA CIVICA E RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO</b>						
CODICE OPERA							
<b>22044D02</b>							
ELABORATO N.	TITOLO ELABORATO						
<b>002</b>	<b>RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE STRUTTURE E VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI</b>						
DATA	SCALA	AREA PROGETTUALE					
<b>settembre 2022</b>	-	<b>STRUTTURE</b>					
FORMATO DI STAMPA	CODICE GENERALE ELABORATO		NOME FILE				
<b>A4</b>	<b>22044D02_1_0_P_ST_00_CD_002_0</b>		22044D02_1_0_P_ST_00_CD_002_0_Rel Calcolo Verifica sismica STR esistenti.docx				
VERSIONE	DATA	DESCRIZIONE			DIS.	CONTR.	APPR.
<b>0</b>	<b>settembre 2022</b>	<b>Prima Emissione</b>			<b>BRC</b>	<b>BRC</b>	<b>LCN</b>
RTP PROGETTAZIONE				TIMBRI - FIRME			
<b>RAFAEL MONEO</b> Arch. Rafael Moneo (mandante) Calle Cinca 5 - 28002 Madrid (Spagna)  <b>ISOLARCHITETTI</b> Isolarchitetti S.r.l. (mandante) Via Mazzini, 33 - 10123 Torino  <b>ICIS</b> ICIS S.r.l. (mandataria) Corso Einaudi, 8 - 10128 Torino <b>Ing. Quirico</b> Ing. Giovanni Battista Quirico (mandante) Corso Giovanni Lanza, 58 - 10131 Torino  <b>MCM</b> MCM Ingegneria (mandante) Vicolo Vincenzo Monti, 8, 10095 Grugliasco (TO)  <b>onleco</b> Onleco Srl (mandante) Via Pigafetta,3 - 10129 Torino				Progettista Strutture <b>Ing. Andrea Baracco (ICIS Srl)</b>  Integrazione prestazioni specialistiche: <b>Ing. Luciano Luciani (ICIS Srl)</b>			
ORGANISMO DI CONTROLLO				SCR PIEMONTE S.p.A.			
<b>CONTECO S.p.A.</b> Responsabile di Commessa: <b>Ing. Daniele Baldi</b>				Responsabile del Procedimento: <b>Arch. Sergio Manto</b>			

## Sommario

1	Premessa.....	4
1.1	Cenni sul complesso esistente .....	4
1.2	Interventi sull'esistente .....	5
1.2.1	Interventi su copertura ondulata in ferro-cemento.....	5
1.2.2	Interventi su <i>ventaglio</i> .....	6
1.2.3	Interventi su <i>pilastroni</i> .....	6
1.2.4	Interventi su arco <i>SAP</i> .....	6
1.2.5	Interventi su pilastri.....	7
1.2.6	Interventi su travi abside.....	7
1.2.7	Interventi su solai.....	7
1.2.8	Interventi su pareti di tamponamento .....	8
1.2.9	Interventi per connettivi verticali.....	8
1.2.10	Interventi di ripristino di elementi i c.a. e in ferro-cemento.....	8
1.3	Interventi di nuova realizzazione .....	9
2	Oggetto di studio .....	9
2.1	Descrizione sintetica dell'oggetto di studio .....	9
2.2	Descrizione sintetica degli elementi tipo con individuazione delle corrispondenti sezioni di riferimento e relativi interventi previsti.....	10
2.2.1	Copertura volta ondulata ferrocemento .....	10
2.2.2	Ventagli in ferrocemento .....	11
2.2.3	Pilastroni inclinati.....	11
2.2.4	Timpano lato c.so Massimo e pareti di tamponamento .....	12
2.2.5	Timpano lato parco Valentino e pareti di tamponamento.....	13
2.2.6	Volta in SAP.....	14
2.2.7	Pilastri in C.A. dell'abside.....	15
2.2.8	Travi anulari dell'abside/timpano posteriore.....	15
2.2.9	Colonne e travi della manica Sotssass (padiglione 2b).....	16
2.3	Stato di tutela del bene .....	17
2.4	Quadro normativo di riferimento .....	17
2.4.1	Sintesi del quadro normativo.....	21
2.5	Indici di sicurezza sismica per edifici tutelati .....	22
2.6	Livello di conoscenza.....	23
3	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	25
3.1	Muratura esistente .....	25
3.2	Calcestruzzo .....	26
3.3	Acciaio da c.a. ....	27
3.4	Acciaio ad alta resistenza .....	28
3.5	Sistemi FRCM.....	28
4	Individuazione delle opere e del sito ai fini sismici (azione sismica) .....	29
4.1	Spettri di progetto.....	31
5	Criteri di calcolo e azioni .....	37
5.1	Densità dei materiali.....	38

5.2	Carichi sulla struttura .....	38
5.2.1	Carichi permanenti .....	38
5.2.2	Carichi variabili .....	44
5.2.3	Carico neve.....	47
5.2.4	Carico vento.....	47
6	Metodi di analisi e codici di elaborazione .....	49
6.1	Stato di fatto .....	51
6.1.1	Descrizione del modello .....	52
6.2	Stato di progetto a seguito degli interventi.....	81
6.3	Altri software.....	81
6.4	Giudizio di accettabilità dei risultati .....	82
6.4.1	Raffronto tra i modelli FE .....	83
7	Verifica e progetto degli elementi principali.....	86
7.1	Analisi e azioni di progetto .....	86
7.1.1	Analisi Statica - SLU.....	86
7.1.2	Analisi Multimodale con spettro di risposta - SLV .....	96
7.2	Verifica degli elementi .....	101
7.3	Verifica e progetto degli elementi con materiali fibro-rinforzati .....	126
7.4	Indici PAM.....	151
7.4.1	Stato di fatto .....	151
7.4.2	Stato di progetto.....	152
7.5	Verifica e progetto degli elementi tipo con carpenteria metallica e acciai ad alta resistenza .....	154
8	Verifica degli elementi secondari.....	156
8.1	Verifica e progetto di elementi in muratura .....	156
8.1.1	Verifica locale delle pareti di tamponamento del timpano anteriore.....	156
8.1.2	Verifica locale delle colonne cave in muratura del timpano posteriore.....	158
8.2	Solaio Padiglione 4 e balconata interna .....	161
8.2.1	Stato di fatto .....	162
8.2.2	Stato di progetto.....	164
8.3	Solaio di copertura zone piane .....	166
8.3.1	Stato di fatto .....	167
8.3.2	Stato di progetto.....	169
8.4	Solaio piano primo manica Sottsass (Padiglione 2b) .....	171
8.4.2	Verifica Stato di Progetto .....	171
9	Commento dei risultati ottenuti.....	174
10	APPENDICI .....	175
10.1	Formulazione della capacità resistente .....	175
10.1.1	Strutture in C.A. esistenti.....	175
10.2	Strutture in muratura esistenti .....	177



## 1 Premessa

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo relativa alla verifica delle strutture esistenti e al progetto degli interventi strutturali necessari a garantire la sicurezza d'uso del manufatto nell'ambito dell'intervento di rifunzionalizzazione dei padiglioni 2, 2b e 4 del complesso fieristico di Torino Esposizioni, sito in corso Massimo D'Azeglio, a Torino.

La presente relazione descrive gli schemi e i modelli di calcolo utilizzati e le verifiche condotte nel progetto delle strutture ai sensi della normativa vigente.



Figura 1: Complesso Torino Esposizioni con in evidenza il padiglione 2.

Di seguito vengono brevemente descritti gli interventi strutturali e le specifiche tecniche per il rinforzo e la conservazione delle strutture esistenti. Per gli interventi di nuova realizzazione per le nuove funzioni e gli spazi tecnici si rimanda alla relazione dedicata.

### 1.1 Cenni sul complesso esistente

Il complesso fieristico di Torino Esposizioni nasce nella seconda metà degli anni 30 su progetto dell'arch. Ettore Sottsass vincitore di un appalto concorso per la costruzione della sede per le mostre della moda.

Furono realizzati quattro edifici, come da progetto, disposti intorno a un giardino rettangolare; uno di questi, il capannone a shed più vicino al Po, subisce ingenti danni e distruzione durante i bombardamenti della Seconda Guerra mondiale.

Ne viene decretata la completa demolizione e al suo posto viene costruito nel 1947-48 dall'Impresa Nervi & Bartoli su progetto dell'ing. Pier Luigi Nervi il Padiglione 2 destinato ad accogliere le manifestazioni fieristiche dell'industria dell'auto.

Il Padiglione 2, detto Salone Agnelli, presenta un'impronta rettangolare 95 x 118 m con asse principale su un orientamento Sud-Est / Nord-Ovest. Trasversalmente a questo asse è presente il sistema voltato costituito dagli archi composti da elementi ondulati in ferro-cemento di pochi centimetri di spessore, prefabbricati a terra, accostati al montaggio e completati da getti integrativi in corrispondenza del colmo (cresta) e della gola (ventre) delle onde. L'Aula – a navata unica – è scandita da pilastri con passo 7,50 m che creano una successione di 15 campate voltate.

Sulla testata di Sud-est [lato fiume Po], all’Aula si affianca un volume semicircolare (detto Abside o Esedra) sormontato da una semi-cupola (realizzata come calotta sferica) la cui imposta è “*trattenuta*” dal solaio anulare piano di copertura. Anche questi volumi architettonici sono costruiti in elementi prefabbricati in ferro-cemento con getto integrativo di completamento in opera.

Il Padiglione 2 come lo si vede attualmente, è stato realizzato in due fasi.

La prima edificazione, negli anni 1947-48 a partire dal fronte di Sud-est e con le prime 10 campate voltate, lasciava spazio a una corte interna; la seconda edificazione negli anni 1952-53 ha visto il completamento verso Nord-ovest con altre cinque campate voltate, fino a collegarsi al Padiglione 2b, corpo Uffici parallelo a corso Massimo D’Azeglio dell’originario progetto Sottsass.

Ultimo componente del Complesso è il Padiglione denominato 4; non è una vera e propria costruzione ma è così chiamato il piano *interrato* del Salone Agnelli - situato sul fronte orientale della fabbrica, realizzato in corrispondenza dell’impronta del precedente salone con copertura a shed del progetto Sottsass, distrutto dai bombardamenti.

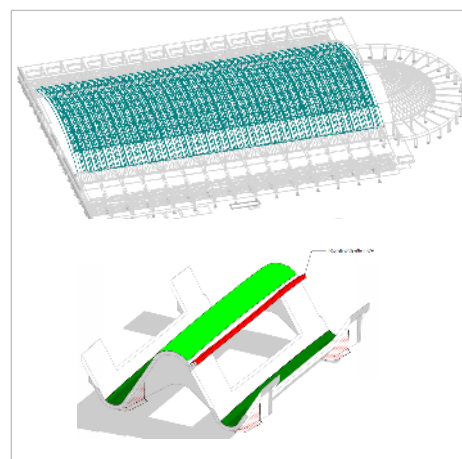
Il Padiglione – se pur detto interrato – è in realtà seminterrato poiché l’andamento degradante del terreno (che si abbassa da c.so Massimo andando verso il fiume) ne lascia emergere fuori terra il prospetto semicircolare che affaccia sulla corte lato Po.

## 1.2 Interventi sull’esistente

Gli interventi sulla struttura esistente prevedono principalmente: il ripristino delle sezioni originarie con rinforzi localizzati mediante applicazione di compositi fibrorinforzati con matrice inorganica a base di malta cementizia (FRCM) – applicazione tra l’altro molto simile al concetto di ferro-cemento –, con fibre di basalto o di acciaio ad alta resistenza; l’incremento delle capacità resistenti e delle duttilità, sempre mediante compositi FRCM; l’applicazione di prodotti impregnanti sugli elementi di ferro-cemento delle volte e della semi cupola ai fini della durabilità con l’obiettivo di andare a ridurre la porosità dei calcestruzzi e proteggere così dall’ossidazione l’acciaio delle reti, inglobate nella matrice cementizia.

### 1.2.1 Interventi su copertura ondulata in ferro-cemento

La volta di copertura ondulata rappresenta uno dei principali elementi strutturali del salone Agnelli. Ha una luce di circa 63 m calcolata tra i due punti di innesto con i pilastri inclinati (imposta dell’arco). È composta da elementi prefabbricati in ferro-cemento a doppia curvatura, completati in opera con getti di collegamento in cemento armato che si sviluppano lungo il colmo e la gola di queste onde. Gli elementi prefabbricati sono in ferro-cemento, realizzati secondo il brevetto di Nervi: composti da molteplici strati di rete metallica di piccolo diametro, hanno una lunghezza di circa 4,5 m e una larghezza di 2,5m e confluiscono, tramite un elemento a ventaglio, sui *pilastri* inclinati. La solidarietà statica tra i getti in opera degli archi e gli elementi in ferro-cemento è data dalla presenza di armature di ripresa opportunamente preparate. Gli elementi



prefabbricati contigui sono stati uniti con malta cementizia in corrispondenza del diaframma terminale. Quest’ultimo elemento garantisce la rigidità fuori dal piano dei conci in ferro cemento, sia nelle fasi di sollevamento e movimentazione necessarie per la costruzione che in esercizio.

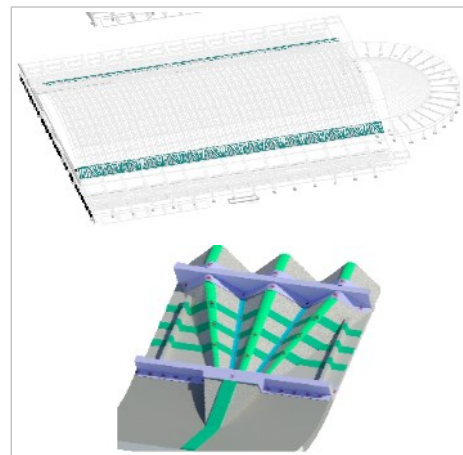
Si prevede la rimozione degli impianti attualmente installati al di sopra e delle guaine a cui segue il ripristino delle sezioni mediante applicazione di malta cementizia tixotropica. Le armature del colmo e nella gola, dati gli esigui spessori di getto e non essendo direttamente ispezionabili, possono essere potenzialmente soggette a fenomeni di ossidazione e a danneggiamenti causati dall’installazione degli impianti. Se ne prevede quindi la loro integrazione mediante posa di fasce di composito fibrorinforzato FRCM sulle sezioni di colmo e di gola. È infine previsto un trattamento con impregnanti per ridurre la porosità, ostacolando quindi la reazione di carbonatazione, per proteggere le armature dall’ossidazione.

### 1.2.2 Interventi su *ventaglio*

L'unione strutturale tra gli elementi della volta e i pilastri inclinati viene assicurata dall'elemento a *ventaglio*. Ogni ventaglio raccorda tre ordini di conci della volta ondulata ed è formato da tre elementi in ferro-cemento con funzione di cassero. L'elemento, una volta gettato, presenta una sezione variabile stringendosi in pianta, per passare dai tre elementi arco alla testa del *pilastrone*, e aumentando di spessore nella vista laterale, per raccordare il colmo e la gola delle onde con il *pilastrone*. Trasversalmente i ventagli sono contenuti alle estremità da due travi che identificano la zona di transizione.

Il cambio di sezione e la trasmissione di importati carichi di compressione comporta la nascita di forze di trazione trasversali in corrispondenza della testa dell'elemento, compensate dalla terna successiva, fatta eccezione per le estremità dove, comunque, la struttura presenta una conformazione leggermente diversa. Per assicurare l'uniformità di comportamento vengono predisposte delle fibre trasversali ai ventagli per la ripresa delle azioni di trazione.

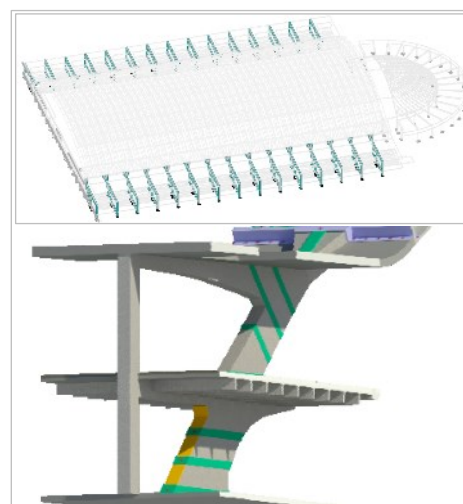
È infine previsto un trattamento con impregnanti per ridurne la porosità, ostacolando quindi la reazione di carbonatazione, per proteggere le armature dall'ossidazione.



### 1.2.3 Interventi su *pilastroni*

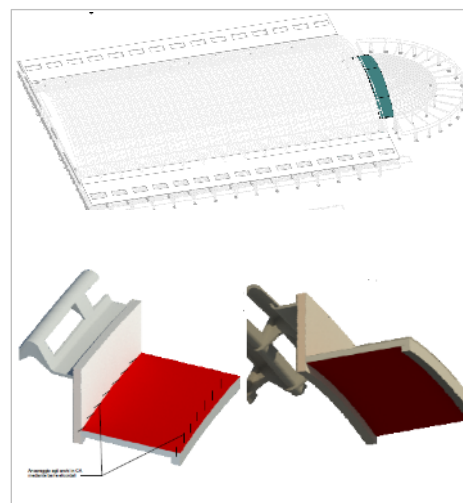
I *pilastroni* costituiscono il sostegno degli archi della volta ondulata, ricevendo ciascuno tre di essi tramite il *ventaglio*, e ne trasmettono il carico in fondazione. Su di essi si scaricano anche parte dei solai piani di copertura e l'orizzontamento del loggiato. Presentano una sezione variabile, crescente verso le fondazioni, ideata da Nervi per mantenere la risultante dei carichi nel terzo medio della fondazione. Presentano armature con scarso copriferro.

Si prevede il rinforzo con fasciature di confinamento in materiale composito FRCM, per ripristinare/integrare le resistenze a flessione e a taglio, in particolare con la fasciatura delle zone identificabili come "*nodi*" ovvero nei cambi di sezione, al fine di migliorarne il comportamento duttile. È infine previsto un trattamento con impregnanti per ridurne la porosità, ostacolando quindi la reazione di carbonatazione, per proteggere le armature dall'ossidazione.



### 1.2.4 Interventi su arco SAP

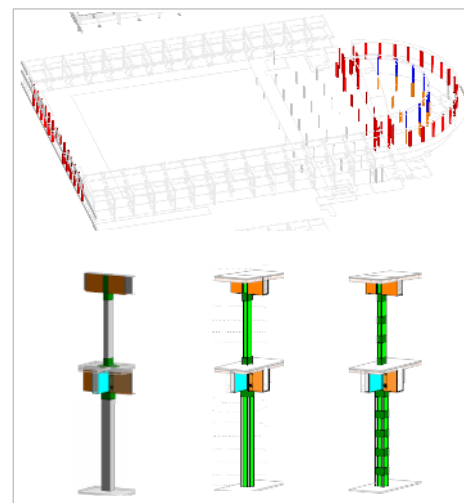
La semicupola è collegata al timpano orientale, dal quale inizia la volta ondulata, da un solaio SAP (Senza Armatura Provvisoria) che si sviluppa tra i due archi descritti dalla sezione verticale della semicupola e dal gemello sul quale si intesta il timpano. Si tratta sostanzialmente di un solaio in latero-cemento costituito da travetti in laterizio armato, assemblati a piè d'opera mediante inserimento di barre lisce (per l'epoca) in tasche appositamente predisposte nel laterizio e sigillate mediante malta. I travetti in laterizio venivano poi accostati tra loro e collegati con la realizzazione di un getto di completamento. I travetti sono disposti perpendicolarmente alla generatrice dell'arco, e mostrano principi di sfondellamento. Risulta uno degli elementi più delicati, essendo posizionato in un punto di "*discontinuità*" nel comportamento tra la volta ondulata e la semicupola. Si prevede il rinforzo sia estradossale con un getto di



malta fibrorinforzata per incrementare l'altezza utile della sezione, sia intradossale con la rimozione puntuale delle parti in laterizio inconsistenti, la loro sostituzione con blocchi in EPS e l'applicazione di composito fibrorinforzato con la duplice funzione di sistema "anti-sfondellamento" e integrazione della capacità resistente della sezione.

### 1.2.5 Interventi su pilastri

I pilastri dell'abside, dei timpani e del padiglione 2b sono elementi in calcestruzzo gettato in opera e sono stati dimensionati per portare i carichi verticali. Dagli schemi di armatura dei disegni originali di progetto di Nervi emergono, ovviamente, delle incongruenze rispetto alle attuali prescrizioni normative per garantire una opportuna resistenza e duttilità nei confronti delle azioni sismiche. Si prevedono pertanto interventi per migliorarne, nell'ordine, il comportamento dei nodi, della resistenza a flessione e a taglio, a seconda della carenza riscontrata, mediante l'applicazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica a base cementizia.

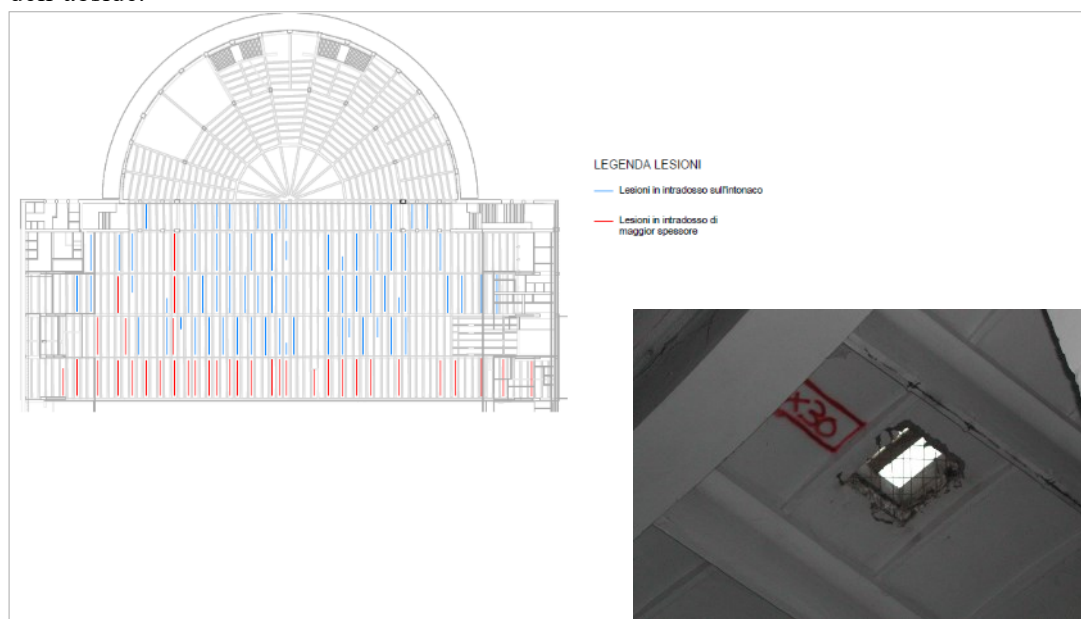


### 1.2.6 Interventi su travi abside

Similmente ai pilastri, le travi nella zona dell'abside e del padiglione 2b richiedono degli interventi di miglioramento per conformare le resistenze degli stessi ai principi moderni di calcolo per le azioni sismiche. Si prevedono pertanto interventi per migliorarne, nell'ordine, il comportamento dei nodi, della resistenza a flessione e a taglio, a seconda della carenza riscontrata, mediante l'applicazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica a base cementizia.

### 1.2.7 Interventi su solai

Al fine di garantire la portata ai carichi verticali degli orizzontamenti di piano primo e copertura del padiglione 2b, dei loggiati e delle coperture piane del padiglione 2 e del solaio di copertura del padiglione 4, in ragione delle nuove stratigrafie ed esigenze funzionali si prevede la rimozione delle finiture edili presenti (pavimenti, guaine, ecc) e dei massetti e il getto di rinforzo di malta fibrorinforzata per incrementare il braccio utile delle sezioni. Si procede anche alla sigillatura di fessurazioni presenti sulle coppelle prefabbricate di ferroceemento sul quale sono stati gettati i solai del padiglione 4 e della copertura dell'abside. In alcuni punti si deve invece provvedere alla ricostruzione di alcune porzioni di solaio, in particolare per richiudere le forometrie aperte per il passaggio impianti in occasione dei lavori per le Olimpiadi Torino 2006 sul solaio piano a copertura dell'abside.





### 1.2.8 Interventi su pareti di tamponamento

Le pareti di tamponamento sono realizzate a *cassa vuota*, come si legge dal Capitolato Speciale di Appalto del 1952, <<con mattoni pieni verso l'esterno e mattoni forati verso l'interno, [...] collegate con gambette a distanza non superiore a 80cm. Nessuna delle strutture in cemento armato racchiuse da murature sarà a contatto diretto con l'intonaco. Tra intonaco e calcestruzzo dovrà essere sempre interposto uno spessore di cotto di almeno 3cm>>. Dai sondaggi eseguiti in opera è risultata una discreta corrispondenza, considerando che in interventi successivi (rifunzionalizzazione per le Olimpiadi) e/o piccole manutenzioni locali non è stata sempre molta cura ai ripristini di tali paramenti, in particolare riguardo a passaggi impiantistici.

Le due tipologie principali di muri di tamponamento sono le pareti perimetrali verso padiglione 1 e Teatro Nuovo e le tamponature dei telai dei timpani orientale e occidentale.

Le murature perimetrali, visto il discreto stato di conservazione, le dimensioni e i collegamenti trasversali, sono considerate come elemento stabilizzante dei *pilastroni* nei confronti delle azioni sismiche. Si prevede pertanto un intervento di rinforzo con l'applicazione su entrambe le facce di un composito fibrorinforzato FRCM con rete di basalto in matrice inorganica a base calce, con collegamenti trasversali con barre elicoidali in corrispondenza delle gambette di collegamento.

Pur non essendo un elemento portante principale, le tamponature dei timpani, considerandone il notevole sviluppo in altezza fino a 6,0m, vengono anch'esse rinforzate con un sistema antiribaltamento, mediante applicazione di composito fibrorinforzato FRCM come già descritto e collegamento al telaio di travi e pilastri all'interno delle quali sono realizzate, come suggerito da linee guida ReLUIS.

### 1.2.9 Interventi per connettivi verticali

Per migliorare la fruibilità ai piani, si prevede la collocazione di quattro ascensori nei quattro angoli del padiglione 2 e il ripristino delle rampe scale originarie, oggi parzialmente demolite per l'inserimento di scale mobili.

La ricollocazione di ascensori per il collegamento verticale sugli spigoli orientali del padiglione 2 è prevista nella posizione originaria, andando a demolire parzialmente i solai realizzati in epoche più recenti. I due ascensori occidentali sono collocati sulla balconata interna in corrispondenza della 15<sup>a</sup> campata della volta ondulata, contando dall'abside. La posizione esatta dei manufatti sarà determinata dopo il rilievo del cunicolo tecnico esistente, attualmente non rilevabile nella sua interezza. Le due travi della balconata, interessate dal passaggio delle canne ascensore, dovranno essere inglobate nei setti legando adeguatamente le armature prima di procedere con le demolizioni.

Le scale verranno ripristinate come da disegno originale di Nervi andando a ricostituire il collegamento del primo campo tra l'allineamento di pilastri della facciata e l'allineamento dei pilastri in corrispondenza del timpano orientale.

### 1.2.10 Interventi di ripristino di elementi i.c.a. e in ferro-cemento

Al fine di ripristinare la vita utile della struttura, così da rimandare il più avanti possibile nel tempo interventi pesanti di manutenzione straordinaria, limitandosi a quella ordinaria, sono previsti degli interventi generali di protezione e ripristino degli elementi in calcestruzzo armato e, per similitudine, degli elementi in ferro-cemento. Per tali interventi, oltre alle NTC, si fa riferimento alle UNI EN1504. Questi interventi fanno normalmente parte del ciclo di preparazione dei rinforzi e pertanto, dove questi sono applicati sono implicitamente assolti, ma data l'estensione delle strutture, l'attuale conoscenza parziale non potendo visionare per intero le parti in calcestruzzo e le tipologie puntuali di intervento, si ritiene utile procedere con tali interventi anche là dove non sono necessari interventi di rinforzo.

Per gli elementi in calcestruzzo armato, casistica più classica, si prevede: la rimozione di eventuali nidi di ghiaia che risultassero sui getti e il ripristino con malta strutturale tixotropica; la pulizia e la passivazione delle armature in zone dove le stesse risultassero esposte per insufficienza o distacco del copriferro e successivo ripristino con malte; l'impregnazione con prodotti impermeabilizzanti per ridurre la porosità e il possibile avanzare del processo di carbonatazione e relativa attivazione di ossidazione sulle armature.

Per gli elementi in ferro-cemento si prevede un'ispezione accurata degli elementi, con leggera battitura per verificare eventuali aree di distacco di intonaco o lesioni occultate, quindi nel caso pulitura della zona e rimozione della malta dalla zona ammalorata, pulizia delle reti metalliche, passivazione, eventuale integrazione di rete con caratteristiche simili e, infine, ripristino con malta tixotropica cementizia. Tale intervento non è previsto sulle coppelle dei solai della balconata interna e del solaio di piano terra a copertura del Padiglione 4.

### 1.3 Interventi di nuova realizzazione

Si rimanda alla relazione dedicata.

## 2 Oggetto di studio

### 2.1 Descrizione sintetica dell'oggetto di studio

Il complesso di Torino Esposizioni, oggetto di analisi, è costituito da un insieme di padiglioni realizzati in diversi periodi e da diversi progettisti allo scopo di ospitare grandi eventi espositivi. Il primo nucleo fu inaugurato nel 1938 con la costruzione del Palazzo della Moda ad opera di Ettore Sottsass senior (Figura 1). Oltre al teatro, comprendeva diversi padiglioni e una zona uffici. A seguito dei gravi danneggiamenti subiti dall'edificio a causa dei bombardamenti del 1943, la Società Torino Esposizioni, a maggioranza FIAT, decise di recuperare il complesso, riparando le strutture meno compromesse e dotando il complesso di un nuovo grande padiglione Espositivo: il Salone B, anche conosciuto come "Salone Agnelli", attualmente denominato padiglione 2a e 2b. Il masterplan del nuovo complesso fu ideato dall'ingegnere Roberto Biscaretti di Ruffia nel 1947 (Figura 2). L'incarico fu affidato al progettista Pier Luigi Nervi e alla sua impresa di costruzioni Nervi&Bartoli, che completarono l'opera in meno di un anno (1948), oltre a riparare le strutture relative al complesso di Sottsass con la realizzazione del Salone A (padiglione 1) una sala minore con funzione espositiva, a tutta altezza come nel Palazzo della Moda:  $94,30 \times 75$  metri e  $23 \times 76$  metri. Il Salone B fu in seguito ampliato tra il 1952-54 fino a raggiungere l'attuale configurazione: con il prospetto principale verso corso Massimo d'Azeglio che si unisce agli uffici realizzati da Sottsass. Nel 1950 fu realizzato un ulteriore ampliamento del complesso, attraverso la costruzione di un nuovo padiglione sempre ad opera di Pier Luigi Nervi: il Salone C (attualmente denominato padiglione 3).

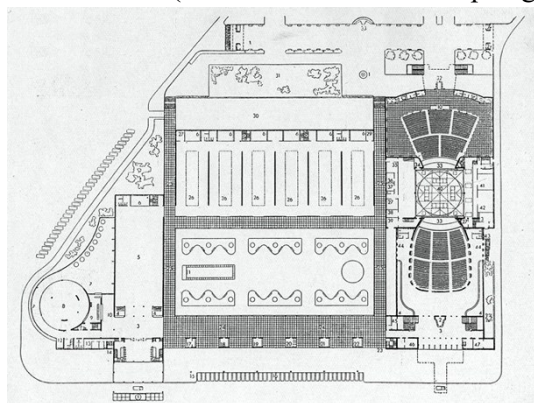


Figura 2: Il progetto del Palazzo della Moda di Ettore Sottsass senior (da Casabella n. 133, Gennaio 1939).

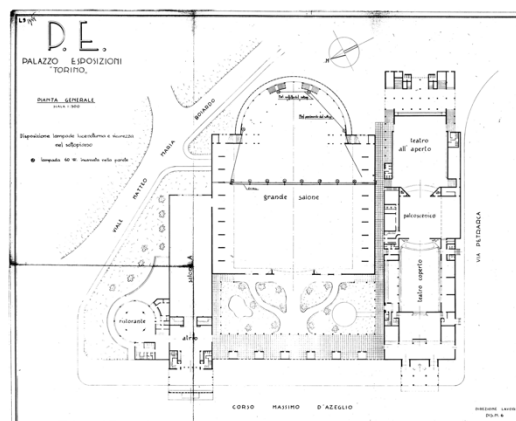


Figura 3: Il masterplan a firma dell'ing. Roberto Biscaretti di Ruffia (Archivio Privato Ravelli).

Le opere appena descritte sono caratterizzate da configurazioni morfologiche e formali estremamente differenti: se gli edifici di Sottsass presentano un impianto a telaio in calcestruzzo armato (con presenza di selle Gerber nella zona uffici), i padiglioni di Nervi, al contrario, sono caratterizzati da coperture voltate particolarmente sottili e di grande luce e dalla presenza di un gran numero di elementi strutturali diversi tra loro e aventi specifiche funzioni strutturali. Allo stesso tempo, per quanto riguarda i padiglioni realizzati da Nervi, questi presentano l'impiego di tecniche costruttive e soluzioni progettuali estremamente originali, che sono state sperimentate per la prima volta dallo stesso progettista e da lui stesso brevettate pochi anni prima o

immediatamente dopo il completamento dei lavori: ci si riferisce in particolare alla prefabbricazione strutturale (brevetto n. 377969)<sup>1</sup>, al ferrocimento (brevetto n. 429331)<sup>2</sup>, all'uso di elementi ad onda in materiale cementizio (brevetto n. 445781)<sup>3</sup> e i tavelloni romboidali (brevetto n. 465636)<sup>4</sup>.

## 2.2 Descrizione sintetica degli elementi tipo con individuazione delle corrispondenti sezioni di riferimento e relativi interventi previsti

In questa sezione vengono definiti i principali elementi tipo utilizzati per valutare la sicurezza della struttura. Gli elementi sono riportati nelle sottosezioni che seguono.

### 2.2.1 Copertura volta ondulata ferrocimento

In questo elemento tipo ricadono le seguenti sezioni di riferimento: 8 e 10. In particolare, le sezioni si riferiscono a due sotto-aree:

- Nervatura inferiore del concio: sezione 8.
- Nervatura superiore del concio: sezione 10.

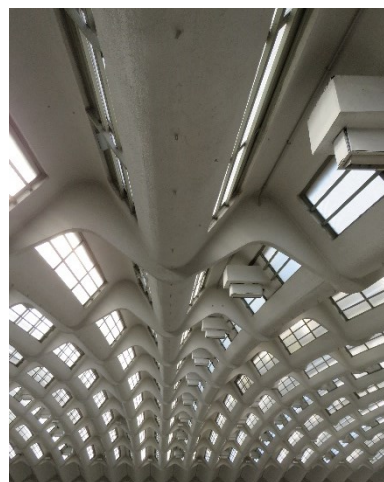
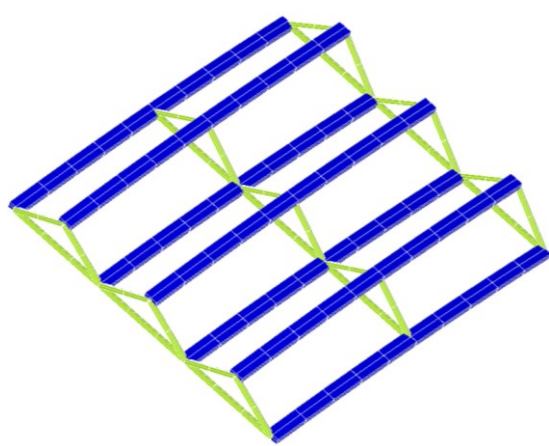


Figura 4: Sinistra, Concio della volta in ferrocimento. Destra, fotografia della volta in ferrocimento salone 2.

Per gli interventi previsti su tale elemento si prevede:

- rinforzo a taglio: L'elemento è sicuro a taglio e non si prescrive alcun intervento;
- Rinforzo a presso-flessione: L'elemento è sicuro a pressoflessione.

Tuttavia, si prescrive un intervento per garantire il ripristinare/integrazione delle armature originarie, oggetto di possibili danneggiamenti (tassellature supporti impianti) e deterioramenti (corrosione) per eventi occorsi dall'esecuzione. Inoltre, ha anche la funzione di ripristinare/aumentare la durabilità dell'elemento.

L'intervento consiste nell'applicazione di fasce di composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente), sia per la nervatura inferiore >gola< sia per quella superiore <cresta>, numero strati: 1, larghezza fasce: 350 mm, posizione: fibre superiori della sezione come riportato alla sezione delle verifiche. Per i dettagli si rimanda alle tavole progettuali.

<sup>1</sup> Brevetto n. 377969, Roma, 17 gennaio 1940: Sistema costruttivo per la realizzazione delle ossature resistenti di volte, cupole e in genere di sistemi statici, mediante elementi costruiti fuori opera ed uniti con giunti in conglomerato cementizio armato.

<sup>2</sup> Brevetto n. 429331, Roma, 29 settembre 1944: Perfezionamento nella costruzione di solette, lastre e altre strutture cementizie armate.

<sup>3</sup> Brevetto n. 445781, Roma, 26 agosto 1948: Procedimento costruttivo per la realizzazione di strutture cementizie ondulate e curve con o senza tensione preventiva.

<sup>4</sup> Brevetto n. 465636, Roma, 19 maggio 1950: Procedimento di costruzione per la realizzazione di superfici resistenti piane o curve costituite da reticoli di nervatura in cemento armato, completate o meno da solette di collegamento tra le nervature.

### 2.2.2 Ventagli in ferroceamento

In questo elemento tipo ricadono le seguenti sezioni di riferimento: 9, 11 e 12. In particolare, le sezioni si riferiscono a due sotto-aree:

- Nervature dei ventagli del padiglione: sezione 9 e 11.
- Nervature dei ventagli in prossimità del timpano posteriore: sezione 12.

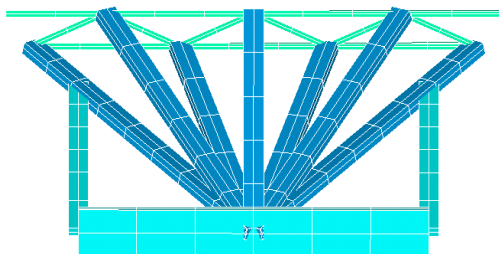


Figura 5: Sinistra, Modello 3D del Ventaglio. Destra, fotografia dell'elemento ventaglio.

Per gli interventi previsti su tale elemento si prevede:

- **Rinforzo a taglio:** L'elemento non soddisfa le verifiche a taglio: Si prevede l'applicazione di composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente), numero strati: 3, larghezza fasce: 300 mm, passo delle fasce: 300 mm.
- **Rinforzo a presso-flessione:** L'elemento è sicuro a presso-flessione. Tuttavia, si prescrive un intervento per garantire il ripristinare/integrazione delle armature originarie, oggetto di possibili danneggiamenti (tassellature supporti impianti) e deterioramenti (corrosione) per eventi occorsi dall'esecuzione. Inoltre, ha anche la funzione di ripristinare/aumentare la durabilità dell'elemento. Consiste nell'applicazione di composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente), numero strati: 1, larghezza fasce: 320 mm, posizione: fibre superiori della sezione come riportato alla sezione delle verifiche.

È doveroso precisare che la sezione (denominata "12" negli schemi di verifica) in prossimità del timpano, lato parco del Valentino, non soddisfa pienamente le verifiche di sicurezza a presso-flessione con questo tipo di intervento. Tuttavia, la verifica è anche condizionata dalla modellazione della zona critica di incontro fra absidi e timpano, semplificata nell'attuale modellazione e che non consente lo studio specifico del nodo, mostrando forti intensificazioni degli stress, per lo più di trazione, che vanificano l'effetto degli interventi. E dunque opportuno un maggior approfondimento nello sviluppo esecutivo mediante modelli di dettaglio ed eventuali test in situ del reale livello di stress. Non si esclude la possibilità di un intervento specifico in carpenteria metallica (es. placcaggi) o con materiali ad alta resistenza, da meglio valutarsi a seguito di un aumento della conoscenza locale della zona di incontro fra timpano posteriore e absidi (semi-cupola). L'incidenza di tale intervento sul totale degli interventi previsti è comunque economicamente limitata e gestibile nella fase esecutiva.

Per i dettagli si rimanda alle tavole progettuali.

### 2.2.3 Pilastroni inclinati

In questo elemento tipo ricadono le seguenti sezioni di riferimento: dalla 1 alla 6 e dalla 27 alla 34. In particolare, le sezioni si riferiscono a due sotto-aree:

- Pilastrone al piano campagna (piano 1): sezioni 1, 3, 5, 27, 29, 31, 33.
- Pilastrone al piano superiore (piano 2): sezioni 2, 4, 6, 28, 30, 32, 34.

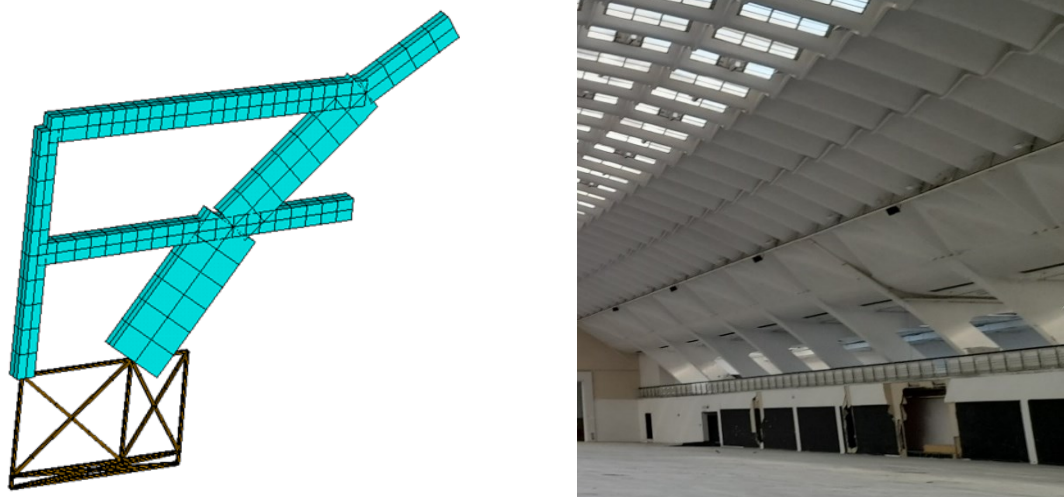


Figura 6: Sinistra, Modello 3D Pilastrone. Destra, fotografia dei pilastroni inclinati lato nord piano terra.

Per gli interventi previsti su tale elemento si prevede:

- **Rinforzo a taglio:** L'elemento non soddisfa le verifiche a taglio e per tale motivo si prevede un intervento di incamiciatura continua in composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel 2000 Kerakoll o equivalente) sullo spiccato dal piano terra (numero strati: 2, larghezza fasce: 500 mm, passo delle fasce: 800 mm); e una incamiciatura a fasce in composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel 600 Kerakoll o equivalente) per l'area al secondo piano (numero strati: 1, larghezza fasce: 300 mm, passo delle fasce: 1600 mm).
- **Rinforzo a presso-flessione:** L'elemento non soddisfa le verifiche a presso-flessione e per tale motivo si prevede un intervento di rinforzo con fasce di composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel 2000 Kerakoll o equivalente) sul lato esterno dello spiccato dal piano terra (numero strati: 3, larghezza fasce: 500 mm, posizione: fibre superiori della sezione come riportato alla sezione delle verifiche).

Inoltre, per quanto riguarda l'area alla base (pilastrone al piano 1), una sezione (la 27) sugli allineamenti nr. 6 e 7 necessita di un ulteriore rinforzo. Tale sezione si trova in prossimità del cambio di quota del vincolo alla base del modello (che segue il possibile profilo della rigidità attuata dal suolo circostante). Dalle tavole originali di progetto risulta che per questa serie di pilastri la fondazione presenterebbe una quota di imposta variabile, qui supposta unica per sicurezza. In fase esecutiva un perfezionamento del modello potrà portare a una mitigazione di questa irregolarità. Inoltre, per via della limitata conoscenza sull'effettiva reazione, e distribuzione della reazione, esplicita dal suolo sulla struttura in mancanza dei dati geologico-geotecnici (indagini progettate e, in ragione dei tempi tecnici non dipendenti dal GdP, in fase di affidamento/esecuzione) si prevede, a fini cautelativi, un ulteriore intervento di rinforzo in materiali ad altissima resistenza. Tale intervento prevede l'applicazione di 4 tiranti ( $\phi 14$ ) in acciaio ad alta resistenza posti in "esterni e in estradosso rispetto alla *linea d'arco*", in prossimità delle fibre superiori della sezione.

Per i dettagli si rimanda alle tavole progettuali.

#### 2.2.4 Timpano lato c.so Massimo e pareti di tamponamento

In questo elemento ricadono le seguenti sezioni di riferimento: la 7, dalla 35 alla 38 e la sezione delle tamponature. In particolare, le sezioni si riferiscono a 3 sotto-aree:

- Arco del timpano: sezioni 7.
- Pilastri del timpano: sezioni dalla 35 alla 38.
- Sezione di verifica delle tamponature: pannello centrale tra le due bielle diagonali del timpano anteriore.

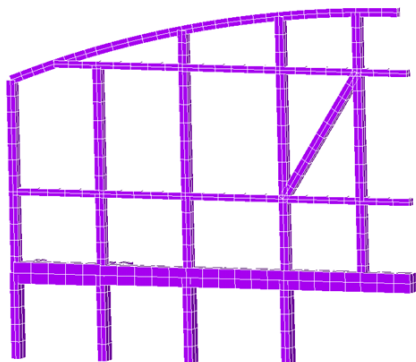


Figura 7: Sinistra, Modello 3D Timpano anteriore (lato ovest) e parete di tamponamento. Destra, fotografia timpano anteriore (lato ovest) e parete di tamponamento.

Per gli interventi previsti su tale elemento si prevede:

- **Rinforzo a taglio:** L'elemento ha un'adeguata sicurezza a taglio, si prevede comunque per garantire un minimo di duttilità ai nodi e un ripristino della resistenza di sezioni eventualmente ammalorate (riscontrate alcune importanti infiltrazioni di acqua) un intervento di fasciatura con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente) per l'arco (numero strati: 1, larghezza fasce: 300 mm, passo delle fasce: 600 mm); e un intervento di fasciatura con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente) per i pilastri (numero strati: 1, larghezza fasce: 300 mm, passo delle fasce: 600 mm).
- **Rinforzo a presso-flessione:** L'elemento possiede un livello di sicurezza prossimo all'unità ma comunque in qualche sezione inferiore a 1 a presso-flessione, per tale motivo si prevede un intervento di fasciatura con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente) per l'arco, là dove risultano accessibile e/o "a vista" i lati della trave ad arco (ad es: tutta la trave a livello della balconata interna/primo piano Sottsass). Per quanto riguarda i pilastri si prescrive un intervento di fasciatura con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente), numero strati: 1, larghezza fasce: 500 mm nelle due facce di minor lunghezza e 800 mm nelle due facce di maggior lunghezza, posizione: dove risulta accessibile e/o "a vista" il lato del pilastro (ea es.: alla base e sulla prima elevazione sui quattro lati).
- **Rinforzo di elementi non strutturali:** Per le tamponature e gli elementi di telaio compresi all'interno si rimanda alla sezione §8.1 "Verifica e progetto di elementi in muratura" della presente relazione.

Per i dettagli si rimanda alle tavole progettuali.

### 2.2.5 Timpano lato parco Valentino e pareti di tamponamento

In questo elemento tipo ricadono le seguenti sezioni di riferimento: la 15, la 20 e la sezione delle colonne in muratura. In particolare, le sezioni si riferiscono a 3 sotto-aree:

- Elemento verticale del timpano (tipo pendino): sezione 15.
- Trave diagonale delle scale: sezione 20.
- Sezione di verifica delle colonne in muratura: colonna centrale lato padiglione in prossimità dell'imposta della volta in SAP.

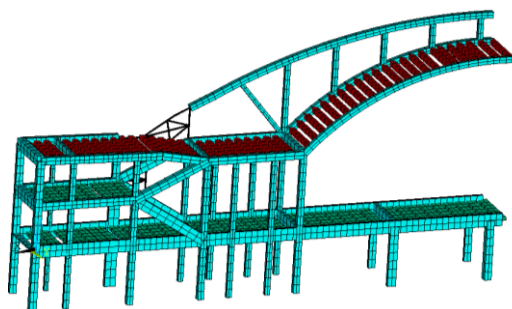


Figura 8: Sinistra, Modello 3D Timpano posteriore (lato est) e colonne in muratura. Destra, fotografia timpano posteriore (lato est) e colonne in muratura.

Per gli interventi previsti su tale elemento si prevede:

- **Rinforzo a taglio:** L'elemento è sicuro a taglio, per le sezioni 15 e 20 non sono previsti interventi.
- **Rinforzo a presso-flessione:** L'elemento è sicuro a presso-flessione, per le sezioni 15 e 20 non sono previsti interventi.
- **Rinforzo di elementi non strutturali:** Per i pilastri in muratura si faccia riferimento a quanto riportato alla sezione di *Verifica e progetto di elementi in muratura* della presente relazione.

Per i dettagli si rimanda alle tavole progettuali.

### 2.2.6 Volta in SAP

In questo elemento ricadono le seguenti sezioni di riferimento: la 13 e la 14. In particolare, le sezioni si riferiscono a 2 sotto-aree:

- Volta in SAP (latero-cemento): sezione 15.
- Arco di bordo della volta in calcestruzzo armato (C.A.): sezione 14.

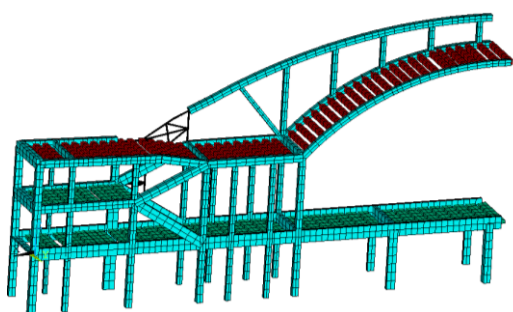


Figura 9: Sinistra, Modello 3D volta in sap. Destra, fotografia volta in sap.

Per gli interventi previsti su tale elemento si prevede:

- **Rinforzo a taglio:** L'elemento arco è sicuro a taglio mentre la volta in SAP necessita di rinforzo. Si prescrive un intervento in composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente) per la volta in SAP (numero strati: 3, larghezza fasce: 300 mm, passo delle fasce: 300 mm); Per l'arco si prevede che il primo strato di applicazione di materiale composito fibro-rinforzato della volta in SAP venga esteso anche agli archi di bordo in C.A. con un passo 600 mm e larghezza delle fasce di 300 mm.
- **Rinforzo a presso-flessione:** L'elemento arco è sicuro a presso-flessione e non è previsto alcun intervento. Per quanto riguarda la volta in SAP, invece, si prescrive un intervento con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente) (numero strati: 3, larghezza fasce: intera

estensione della volta, posizione: fibre superiori della sezione come riportato alla sezione delle verifiche).

È doveroso precisare che la sezione (denominata “13” negli schemi di verifica - volta in SAP) non soddisfa pienamente le verifiche di sicurezza a taglio e presso-flessione con questo tipo di intervento. Tuttavia, la verifica è anche condizionata dalla modellazione della zona critica di incontro fra abside e timpano, semplificata nell’attuale modellazione e che non consente lo studio specifico del nodo, mostrando forti intensificazioni degli stress, per lo più di trazione, che vanificano l’effetto degli interventi. E dunque doveroso un maggior approfondimento mediante modelli di dettaglio ed eventuali test in situ del reale livello di stress. Si prescrive dunque un ulteriore intervento che prevede l’applicazione di 1 tirante ogni 2 metri ( $\phi 24$ ) in acciaio ad alta resistenza posto in prossimità dell’intradosso della soletta in CA della volta in SAP.

Per i dettagli si rimanda alle tavole progettuali.

### 2.2.7 Pilastrini in C.A. dell’abside

In questo elemento ricadono le seguenti sezioni di riferimento: 18, 19, 21 e 22. In particolare, le sezioni si riferiscono a due sotto-aree:

- Pilastrini interni dell’abside: sezioni 18, 19.
- Pilastrini esterni dell’abside: sezione 21.
- Pilastrini del seminterrato: sezione 22.

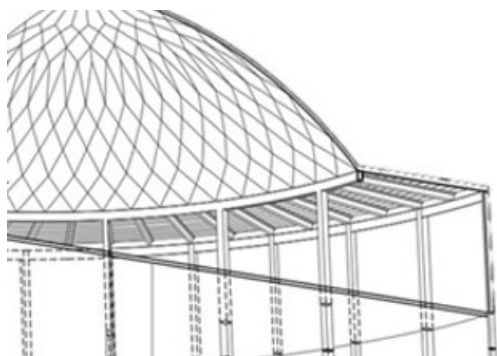


Figura 10: Sinistra, Modello 3D pilastrini in c.a. abside. Destra, fotografia di pilastrini in c.a. dell’abside.

Per gli interventi previsti su tale elemento si prevede:

- **Rinforzo a taglio:** L’elemento presenta una bassa, se pur notevole per l’epoca in cui è stata costruita la struttura, sicurezza a taglio. Per tale motivo si prevede un intervento con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente), numero strati: 1, larghezza fasce: 300 mm, passo delle fasce: 600 mm.
- **Rinforzo a presso-flessione:** L’elemento non è sicuro a pressoflessione, per tale motivo si prevede un intervento con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel 2000 Kerakollo equivalente), numero strati: 2, larghezza fasce: da 400 a 600 mm, posizione: su tutte e 4 le facce della sezione.

Per i dettagli si rimanda alle tavole progettuali.

### 2.2.8 Travi anulari dell’abside/timpano posteriore

In questo elemento ricadono le seguenti sezioni di riferimento: la 16, 17, 23, 24, 25, 26, 39 e la 40. In particolare, le sezioni si riferiscono a 3 sotto-aree:

- Trave anulare esterna: sezione 16, 23 e 24.
- Trave anulare esterna: sezione 17, 25 e 26.
- Trave sotto volta in SAP del timpano che continuano dalle anulari: sezione 39 (continua da anulare esterna) e 40 (continua da anulare interna).



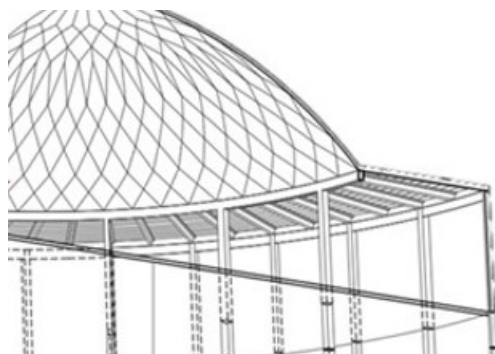


Figura 11: Sinistra, Modello 3D Travi anulari dell'abside/timpano posteriore (lato est). Destra, fotografia delle travi anulari all'interno dell'abside.

Per gli interventi previsti su tale elemento si prevede:

Per quanto riguarda gli interventi previsti per tale elemento, si prevede:

- **Rinforzo a taglio:** L'elemento non soddisfa le verifiche a taglio. Per tale motivo si prevede un intervento di fasciatura con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel 600 Kerakoll o equivalente), numero strati: 2 per le travi esterne (sez. 16, 23, 24 e 39) e 1 per le travi interne (sez. 17, 25, 26 e 40), larghezza fasce: 300 mm, passo delle fasce: 300 mm.
- **Rinforzo a presso-flessione:** L'elemento non soddisfa le verifiche a pressoflessione, per tale motivo si prevede l'applicazione di fasce di composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel 600 Kerakoll o equivalente) per tutte le travi, numero strati: 3, larghezza fasce: da 200 a 1500 mm, possibilmente su tutte e 4 le facce della sezione (fasciatura completa).

È doveroso precisare che le sezioni (denominata "39 e 40" negli schemi di verifica) in prossimità del timpano non soddisfa pienamente le verifiche di sicurezza a presso-flessione con questo tipo di intervento. Tuttavia, la verifica è anche condizionata dalla modellazione della zona critica di incontro fra abside e timpano, semplificata nell'attuale modellazione e che non consente lo studio specifico del nodo, mostrando forti intensificazioni degli stress, per lo più di trazione, che vanificano l'effetto degli interventi. È dunque doveroso un maggior approfondimento mediante modelli di dettaglio ed eventuali test in situ del reale livello di stress. Non si esclude la possibilità di un intervento specifico in carpenteria metallica (es. placcaggi) o con materiali ad alta resistenza, da meglio valutarsi a seguito di un aumento della conoscenza locale della zona di incontro fra timpano posteriore e abside (semi-cupola). L'incidenza di tale intervento sul totale degli interventi previsti è comunque economicamente limitata e gestibile nella fase esecutiva

Per i dettagli si rimanda alle tavole progettuali.

### 2.2.9 Colonne e travi della manica Sottsass (padiglione 2b)

In questo elemento ricadono le seguenti sezioni di riferimento: la 41, 42, 43 e la 44. In particolare, le sezioni si riferiscono a 3 sotto-aree:

- Pilastro tipo: sezione 41 (base) e 42 (mezzeria).
- Trave longitudinale del salone 2B: sezione 43.
- Trave trasversale del salone 2B: sezione 44.

In conseguenza della limitata conoscenza sull'effettiva presenza di armatura in tali elementi, si è valutato di considerare la presenza dell'armatura minima per il taglio (staffe  $\varnothing 6$  passo 300 mm), tuttavia la verifica è stata cautelativamente condotta con la formulazione relativa a sezioni non armate per la sola sezione di calcestruzzo, prevedendo la fasciatura a taglio per garantirne la duttilità. Per l'armatura a flessione per i pilastri sono stati considerati  $4\varnothing 14$ , e si è supposta un'armatura a flessione per le travi con progetto simulato, in grado di

supportare i soli carichi verticali (moltiplicatore dell'azione sismica nullo), secondo il metodo delle tensioni ammissibili in linea con i progetti dell'epoca, da cui risulta 4Ø26 per le travi longitudinali, parallele a c.so Massimo, e 4Ø14 per le trasversali.

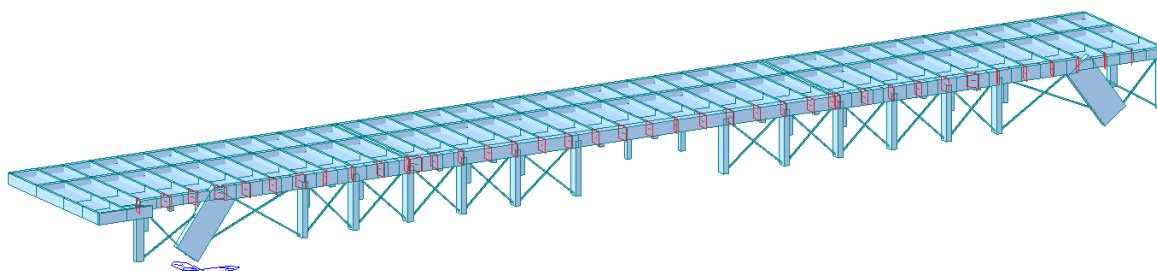


Figura 12: Modello 3D Colonne e travi del salone 2B della manica Sottsass (padiglione 2B).

Per gli interventi previsti su tale elemento si prevede:

- **Rinforzo a taglio:** Travi e pilastri risultano avere una buona sicurezza al taglio (indice di sicurezza IS allo Stato Limite di Vita – SLV superiore a 1). Si prevede dunque un intervento di fasciatura con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente), numero strati: 1, larghezza fasce: 300 mm, passo delle fasce: 300 mm, al fine di incrementare la duttilità e la durabilità.
- **Rinforzo a presso-flessione:** Travi e pilastri risultano avere una discreta sicurezza a presso-flessione (indice di sicurezza IS allo Stato Limite di Vita – SLV superiore a 0.60). Si prevede dunque un intervento con composito fibro-rinforzato (tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente), numero strati: 1, larghezza fasce: 400 mm, posizione per i pilastri su tutte e 4 le facce, per le travi all'intradosso e estradosso, al fine di incrementare la duttilità e la durabilità.

Da effettuarsi indagini per la determinazione delle armature e verifica di congruenza con il progetto simulato.

Per i dettagli si rimanda alle tavole progettuali.

### 2.3 Stato di tutela del bene

L'edificio è soggetto a vincolo di tutela di tipo paesaggistico da parte del Masterplan del comune di Torino (Bene ambientale vincolato oggetto di notifica ministeriale, ai sensi dell'art. 5 comma 17 delle Norme Urbanistiche Edilizie di Attuazione del PRG).

Nel 2000 il complesso di Torino Esposizioni è stato inserito da Docomomo Italia nell'elenco dei beni da considerarsi Patrimonio dell'Umanità della UNESCO World Heritage List (Sharp D., Cooke C. (eds), The Modern Movement in Architecture Selections from the Docomomo Registers, 010 Publishers, Rotterdam, 2000).

Dal 2020 l'intero complesso di Torino Esposizioni è sottoposto a tutela architettonica ai sensi della Parte II del d.lgs. 42/2004 e s.m.i. con provvedimento espresso con D.C.R. 20 del 02/04/2020 da parte del Ministero per i beni e le attività culturali e per il turismo.

### 2.4 Quadro normativo di riferimento

A seguito del provvedimento di tutela architettonica del complesso di Torino Esposizioni, è opportuno richiamare, analizzare e discutere il quadro normativo di riferimento sulla misura della sicurezza strutturale e sismica degli edifici esistenti, con particolare riferimento agli edifici del patrimonio culturale in cemento armato.

La sicurezza e le prestazioni strutturali di un'opera, sia essa esistente o di nuova concezione, devono essere valutate secondo quanto prescritto nella normativa attualmente in vigore, ovvero utilizzando il *metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti di sicurezza parziali*. Per stato limite si

intende una determinata condizione, superata la quale, si decreta il non soddisfacimento delle esigenze imposte dal progettista.

Secondo il Decreto Ministeriale, 17 gennaio 2018 (NTC 2018):

*“La sicurezza e le prestazioni di un’opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto. [...] le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:*

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l’incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l’opera;
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **sicurezza antincendio:** capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d’incendio, per un periodo richiesto;
- **durabilità:** capacità della costruzione di mantenere, nell’arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- **robustezza:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all’entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

*Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile.*

*Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile”* (v. §2.1 NTC 2018).

La Circolare esplicativa delle NTC 2018 del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP (Circ. NTC 2018) inoltre precisa che *“per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi, prescindendo dagli stati limite di servizio.”* (§C2.1). E ancora, non è necessario intervenire nelle *“costruzioni soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme previgenti per azioni ambientali non sismiche, nelle quali i livelli di sicurezza si riducano al disotto dei limiti ammessi per effetto di modifiche normative dei valori delle azioni (quali, ad esempio, aumento del carico neve, modifica dell’azione del vento ecc.) o delle modalità di verifica (es: valutazione del taglio resistente negli elementi strutturali di c.a., ecc.)”*

Nello specifico il Cap. VIII delle NTC 2018, che riguarda le costruzioni esistenti, dispone:

*“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:*

- *essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;*
- *in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;*
- *essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;*
- *le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.*

*Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:*

- *la geometria e i particolari costruttivi;*
- *le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;*
- *i carichi permanenti.*

*Si dovrà prevedere l’impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall’affidabilità dell’informazione disponibile e l’uso di coefficienti legati ai “fattori di confidenza” che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza (v. §8.5.4) delle caratteristiche sopra elencate (v. §8.2).*

“La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l’entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L’incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali. La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l’uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l’uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell’uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

**La valutazione della sicurezza deve effettuarsi** quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- **cambio della destinazione d’uso della costruzione o di parti di essa**, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d’uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- **ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di miglioramento o adeguamento cui al § 8.4;**
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura. **Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, il progettista dovrà esplicitare in un’apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all’intervento e quelli raggiunti con esso.**

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti. **La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d’uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest’ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti. Per la**

*combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6. Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili. La restrizione dell'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto  $\zeta_{V,i}$  tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.” (§8.3 NTC 2018).*

Inoltre, fermo restando quanto indicato al Capitolo C2.1, la Circolare esplicativa delle NTC 2018 specifica che “nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle azioni non sismiche, quali carichi permanenti e altre azioni di servizio combinate per gli stati limite ultimi secondo i criteri esposti nel § 2.5.3 delle NTC (eventualmente ridotte in accordo con quanto specificato al § 8.5.5 delle NTC), è necessario adottare gli opportuni provvedimenti, quali ad esempio limitazione dei carichi consentiti, restrizioni all'uso e/o esecuzione di interventi volti ad aumentare la sicurezza, che consentano l'uso della costruzione con i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC.

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si introducano modificazioni importanti, meglio specificate dalle NTC 2018 (§8.4.3), fra cui **apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%**, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali.

Nel caso si esegua un intervento di miglioramento (§8.4.2) la valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme. **Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.**

Come confermato dalle stesse NTC, **per edifici del patrimonio culturale**, vale il D. lgs. 42/2004 Codice dei beni culturali e del paesaggio, con particolare riferimento all'Art. 29 del Codice (miglioramento strutturale) e all'Art. 30 (obblighi conservativi). Per tali edifici **il riferimento normativo prevalente**, nelle more dell'emanazione di ulteriori disposizioni, **rimane dunque il D.P.C.M. 9 febbraio 2011** “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” (Direttiva BBCC). Al riguardo, la Circolare NTC 2018 recita: “in considerazione della specificità e articolazione del contenuto nonché delle caratteristiche del patrimonio storico edilizio italiano, (la direttiva BBCC) è adottabile come riferimento per le costruzioni che comunque abbiano una valenza storica, artistica o urbanistico-ambientale, anche se non esplicitamente vincolate, fatto salvo quanto previsto al punto 8.4 delle NTC.”

Bisogna però aggiungere che, riferendosi la Direttiva BBCC prevalentemente al patrimonio tradizionale delle costruzioni in muratura, la sua estensione a classi molto generali di beni richiede cautela e va perseguita nei suoi principi generali piuttosto che nelle disposizioni specifiche, che non sono necessariamente compatibili con il patrimonio culturale moderno, ad esempio quello in cemento armato, e con le stesse NTC 2018.

Riguardo ai valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali, essi dovranno essere valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura.

Analogamente alle NTC, secondo Direttiva BBCC, il confronto tra l'azione e la capacità sismica sul singolo manufatto viene eseguito definendo un indice di sicurezza sismica  $I_S$ . **Il valore dell'indice di sicurezza sismica però nel caso di edifici tutelati “non deve essere inteso come parametro per una verifica cogente, ma come un importante elemento quantitativo da portare in conto in un giudizio qualitativo complessivo, che consideri le esigenze di conservazione, la volontà di preservare il manufatto dai danni sismici ed i requisiti di sicurezza, in relazione alla fruizione ed alla funzione svolta”.**

**La Direttiva BBCC al paragrafo § 2.4 definisce l'indice di sicurezza sismica, utilizzabile per il livello di valutazione standard riferito alla scala del singolo edificio (LV3).** In particolare, viene definito un indice di sicurezza sismica,  $I_{S,SLV}$ , dato dal rapporto tra il periodo di ritorno TSLV dell'azione sismica che porta allo stato limite di salvaguardia della vita e il corrispondente periodo di ritorno del terremoto di riferimento TR,SLV. **In alternativa la stessa norma definisce un fattore di accelerazione,  $f_{A,SLV}$ , come il rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento.** La stessa Direttiva stabilisce che quest'ultimo indice è **più efficace nel fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di resistenza** (tenendo eventualmente conto anche della duttilità), in modo analogo all'indice  $\zeta_E$  utilizzato dalle NTC 2018.

#### 2.4.1 Sintesi del quadro normativo

Di seguito, in sintesi, le principali normative:

- LEGGE 5 NOVEMBRE 1971, N. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. 17 GENNAIO 2018: Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni [nel seguito NTC 2018];
- CIRCOLARE N.7 del 21 GENNAIO 2019: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M. 17 gennaio 2018 [nel seguito Circolare o CNTC 2019];
- D.G.R. N°10-4161 del 26/11/2021: D.P.R. 380/2001. Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico. Revoca delle D.G.R. 49-42336/1985, 2-19274/1988, 61-11017/2003, 4-3084/2011, 7-3340/2012, 65-7656/2014, 4-1470/2020, 14-2063/2020 e sostituzione dell'Allegato alla D.G.R. 5-2756 del 15 gennaio 2021.
- D.G.R. N°6-877 del 30/12/2019: OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n.65-7656;
- D.LGS. N.42 del 22 GENNAIO 2004: Codice dei beni culturali e del paesaggio;
- DIRETTIVA 09/02/2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;

Si intendono ivi comprese le norme, i codici e le linee guida indicati nelle suddette norme, quali ad esempio gli Eurocodici (serie UNI EN da 1990 a 1998), le istruzioni CNR e le linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per quanto attiene al ferroceemento, il Tecnico, progettisti e/o collaudatori, potrà fare riferimento, oltre alle NTC, a norme internazionali di comprovata validità (ACI 549.1R-18), ai risultati degli studi condotti dal DISEG e dalla Getty Foundation, ai brevetti e ai calcoli originari di progetto, i testi di esperti in materia quale ad esempio “*Ferrocement & Laminated Cementitious Composites*” di Antoine E. Naaman [ISBN 9780967493909 (978-0-9674939-0-9)]. L'applicazione di detti riferimenti al sistema brevettato del Nervi non è una correlazione diretta, le applicazioni dovranno quindi essere svolte a giudizio del professionista incaricato effettuando tutti quegli accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche utili per formarsi il convincimento della sicurezza, della durabilità e della collaudabilità dell'opera.

## 2.5 Indici di sicurezza sismica per edifici tutelati

Secondo la Direttiva BBCC, che è dunque il riferimento normativo prevalente per il complesso di Torino Esposizioni, *nel caso dei manufatti architettonici appartenenti al patrimonio culturale esistono oggettive difficoltà a definire procedure di verifica dei requisiti di sicurezza analoghe a quelle applicate per gli edifici ordinari, in quanto la loro varietà tipologica e singolarità costruttiva (anche dovuta alle trasformazioni subite nel corso della storia dell'edificio e allo stato di conservazione) non consentono di indicare una strategia univoca ed affidabile di modellazione ed analisi. In queste valutazioni spesso si riscontrano incertezze in merito sia al modello di comportamento, sia ai parametri che lo definiscono.*

Nella definizione degli stati limite di riferimento, anche secondo la Direttiva BBCC, **la valutazione principale e inderogabile è quella nei riguardi dello SLV**, in quanto essa garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti ma anche la conservazione stessa del manufatto (§ 2.3). La stessa norma fornisce anche le modalità per la definizione dei livelli di sicurezza sismica (§ 2.4), a partire dal periodo di riferimento delle azioni sismiche.

Per il livello di valutazione del singolo edificio (LV3) si definisce il calcolo dell'indice di sicurezza sismica  $I_{S,SLV}$  relativo allo stato limite di salvaguardia della vita, SLV:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

in cui  $T_{SLV}$  è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta la struttura al raggiungimento dello SLV, calcolato a partire dall'ordinata dello spettro di risposta critico  $S_{e,SLV}$ .

La stessa Direttiva specifica che quando gli altri parametri che regolano la sicurezza, come la classe d'uso e la vita nominale, sono prefissati, nelle valutazioni quantitative del miglioramento sismico è opportuno riferirsi al fattore di accelerazione, definito nella Direttiva dal rapporto tra l'accelerazione al suolo  $a_{SLV}$  che porta al raggiungimento dello stato limite SLV e l'accelerazione di riferimento  $a_{g,SLV}$ , riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}}$$

L'indice di sicurezza sismica si riferisce alla sicurezza dell'edificio nel suo complesso, sulla base dell'accelerazione sismica che determina la crisi del primo elemento strutturale. Tuttavia, è possibile estenderne la definizione a un singolo elemento o verifica, per identificarne le carenze ai sensi delle NTC 2018 (§ 8.7.5). A livello di singoli elementi è possibile, per esempio, riferirsi in tutta semplicità al rapporto tra valore di progetto dell'effetto delle azioni e resistenza disponibile. Per l'individuazione delle carenze di sicurezza strutturale del Salone B ci si riferirà dunque a un indice di sfruttamento della sezione e/o elemento strutturale  $\%ER$ , basato sul rapporto tra il valore di progetto dell'effetto delle azioni,  $E_d$ , e la corrispondente resistenza di progetto:  $\%ER = E_d / R_d$ . Nel caso in cui il valore di  $\%ER$  sia inferiore a 100 la verifica si suppone soddisfatta e dunque l'elemento strutturale risulta sicuro, in caso contrario, quanto maggiore di 100 è il valore di  $\%ER$  tanto maggiore sarà l'attenzione da dedicare al miglioramento sismico e strutturale, nel rispetto del valore culturale del bene tutelato.

Sempre in relazione alla valutazione della sicurezza sismica, vale la pena ricordare che la verifica degli elementi di una struttura in calcestruzzo armato si differenzia a seconda del meccanismo di rottura, che può essere di tipo duttile oppure fragile. Perciò prima di condurre le verifiche occorre classificare le zone della struttura secondo tali categorie. Un esempio di classificazione degli elementi fragili può essere la seguente:

- l'elemento raggiunge prima la crisi per taglio rispetto a quella per momento;
- si osserva la crisi nel nodo prima di quella degli elementi che vi concorrono;
- elementi caratterizzati da un elevato livello di compressione;
- in base a considerazioni geometriche sul corretto proporzionamento di travi, pilastri e nodi;
- marcato degrado dell'elemento strutturale.

Infine, un ulteriore fattore di sicurezza, detto fattore di confidenza, è impiegato nelle verifiche di sicurezza per tener conto dell'approfondimento raggiunto nella conoscenza dell'edificio, anche con uso di indagini sperimentali. Esso è convenzionalmente applicato alle proprietà meccaniche dei materiali sulla base del livello di conoscenza raggiunto sulla struttura in esame (§ 8.7.5), come riportato in tabella C8.5.IV della Circolare esplicativa delle NTC 2018. Va però aggiunto che **la Direttiva BBCC introduce una tabella più specifica per gli edifici tutelati, che permette una valutazione più accurata del fattore di confidenza da applicare alla resistenza dei materiali**, specie in presenza di rilievi e indagini specialistiche, come quelle effettuate sul Salone B.

Vale la pena ricordare, infine, che al riguardo delle **verifiche di sicurezza rispetto alle azioni non sismiche**, quali carichi permanenti e altre azioni di servizio, per costruzioni soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme previgenti è sufficiente verificare che se il livello di sicurezza attuale possa essere considerato accettabile. Quest'ultima valutazione qualitativa non può che essere effettuata sulla base dei risultati delle indagini sperimentali di cui ai citati report del Politecnico di Torino, con particolare riferimento alle caratteristiche dei materiali. Difetti e degradi localizzati in parti della struttura o elementi e dettagli costruttivi dovranno essere oggetto di interventi di miglioramento o provvedimenti specifici (Circ. NTC 2018 § C8.3). Gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto. *Da questo punto di vista gli elementi strutturali danneggiati, quando possibile, devono essere riparati piuttosto che sostituiti e le deformazioni ed alterazioni, costituendo una testimonianza del passato, dovrebbero essere mantenute, eventualmente adottando misure atte a limitarne gli effetti negativi sulle condizioni di sicurezza* (Direttiva BBCC § 6.1).

Va aggiunto che la definizione di interventi rispettosi della concezione strutturale su opere e brevetti particolari, come quelli di Pier Luigi Nervi, implica la conoscenza e analisi approfondita degli schemi di calcolo utilizzati dal progettista, anche ai fini della dimostrazione del livello di sicurezza e del suo eventuale ripristino o miglioramento rispetto alle azioni considerate ai tempi del progetto.

## 2.6 Livello di conoscenza

Il livello di conoscenza assunto ai fini della presente relazione di calcolo ha come riferimento principale le relazioni prodotte nell'ambito della Convenzione di ricerca tra SCR Piemonte e Politecnico di Torino, Dip. di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG), inerente lo "Studio sperimentale sulle condizioni di sicurezza strutturale dei padiglioni 2 e 3, realizzati da Pier Luigi Nervi, del complesso di Torino Esposizioni". Tali relazioni sono state messe a disposizione dalla stazione appaltante.

Più in particolare, relativamente al percorso di conoscenza, si è fatto riferimento ai risultati dei rilievi e delle indagini sperimentali del Politecnico, così come illustrati nella relazione: Report n. 2 "Torino Esposizioni, padiglione 2. Indagini sperimentali sulle strutture", DISEG, 2021.

Come definito nella relazione tecnica sottoposta alla Soprintendenza, la scelta del tipo di indagini ha privilegiato le prove di tipo non-distruttivo per limitare al minimo necessario quelle che comportano distruzioni anche parziali. Nell'ottica di limitare il numero di campioni da estrarre da entrambi i padiglioni, si è deciso di localizzare i punti di prova principalmente (anche se non limitatamente) sugli elementi strutturali più monolitici e che rivestono un ruolo di primaria importanza nella struttura (gli arconi inclinati nel Padiglione 3 e i pilastri inclinati, per quanto riguarda il Padiglione 2). I punti di prova sugli elementi sono stati scelti sia a diverse altezze di getto, sia per individuare le diverse classi di calcestruzzo ipotizzate da Pier Luigi Nervi. Sempre con il fine di ridurre il numero di prelievi sono state sfruttate le simmetrie e le situazioni ripetitive della struttura.

Il fattore di confidenza può essere determinato definendo quattro fattori parziali di confidenza  $F_{Ck}$  ( $k=1,4$ ), sulla base dei coefficienti numerici riportati nella Tabella 4.1 della Direttiva BBCC, i cui valori sono associati alle categorie di indagine e al livello di approfondimento in esse raggruppato:



$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

Nel caso del Padiglione 2 di Torino Esposizioni, in base alle informazioni raccolte e alle indagini svolte, si svolgono le seguenti valutazioni.

- Rilievo geometrico (FC1) --> massimo livello di conoscenza. Esiste infatti un rilievo geometrico completo.
- Specificità storiche e costruttive (FC2) --> medio livello di conoscenza. Alcuni aspetti, ad esempio sulla volta in SAP, non sono stati del tutto assodati, nonostante le indagini messe in campo; inoltre alcune tavole originali, ad esempio delle travi di raccordo a quelle anulari dell'abside, non sono state reperite; infine la conoscenza di alcuni comportamenti strutturali locali, es. cerniere/incastri, efficacia dei vincoli con corpi attigui etc., non si può considerare esaustiva.
- Proprietà meccaniche dei materiali (FC3) --> medio livello di conoscenza. Mentre al riguardo del calcestruzzo la conoscenza si può ritenere molto elevata, il prelievo dei campioni di acciaio è stato ritenuto troppo invasivo. Per quest'ultimo materiale si è sopperito in parte con i certificati di prove eseguite al Politecnico di Torino. Inoltre l'incertezza interessa tutti i materiali del Padiglione 2B, che è parte integrante della struttura soggetta a verifica strutturale.
- Terreno e fondazioni (FC4) --> medio livello conoscenza.

Le valutazioni condotte implicano

→ **FC = 1.15** (FC1=0, FC2=0.06, FC3=0.06, FC4=0.03), come riportato in Figura 13.

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$	X
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$	
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$	X
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$	
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$	
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$	X
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$	
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$	
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$	X
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$	
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$	

**TOT = 1 + 0.15 = 1.15**

Figura 13: Tabella estratta da direttiva BBCC per il calcolo del fattore di confidenza, FC.

### 3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Informazioni generali sugli acciai e sui calcestruzzi impiegati nel Padiglione 2 (P. Nervi, «*Calcoli statici, salone B*» Torino, 1947) possono essere ottenute dagli archivi e pubblicazioni riguardanti i materiali usati all'epoca (Verderame, Ricci, Esposito e Sansiviero, «*Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980,*» AICAP, 2011). Inoltre, i materiali possono essere classificati secondo la normativa in vigore ai tempi della costruzione (R. d'Italia, «Regio decreto legge - Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice e armato,» Gazzetta ufficiale, 1939).

Per il resto si fa riferimento ai risultati dei rilievi e delle indagini sperimentali del Politecnico, ottenuti nell'ambito della citata Convenzione di ricerca tra SCR Piemonte e Politecnico di Torino, Dip. di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG), inerente lo "Studio sperimentale sulle condizioni di sicurezza strutturale dei padiglioni 2 e 3, realizzati da Pier Luigi Nervi, del complesso di Torino Esposizioni".

#### 3.1 Muratura esistente

Le murature analizzate sono quelle forate dei timpani (Figura 14) e quelle piene delle colonne alla base, in corrispondenza del timpano posteriore.

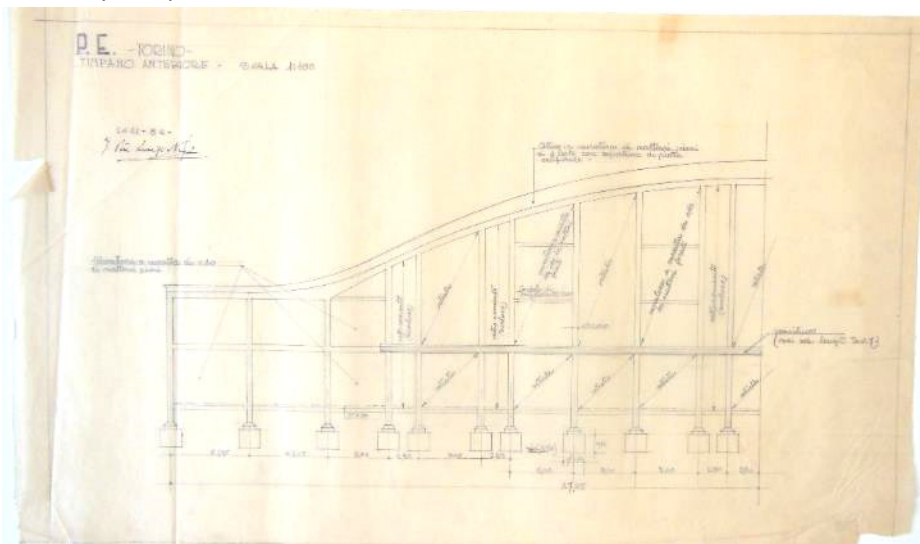


Figura 14: disegni originali del timpano anteriore con indicazione delle murature

I parametri meccanici<sup>5</sup> sono assunti pari a:

Tabella 1: Parametri meccanici medi assunti.

CARATTERISTICHE MECCANICHE MURATURA Lotto1		
Muratura	$f_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )
Timpani (muratura mattoni forati)	5.00	0.08
Colonne abside (muratura mattoni pieni)	1.82	0.035

Il fattore parziale sulla muratura è assunto pari a

- $\gamma_M = 2.0$  per le verifiche sismiche.
- $\gamma_M = 3.0$  per le verifiche statiche.

<sup>5</sup> Si veda relazione specialistica per le modalità di determinazione

In mancanza di prove meccaniche sulle murature il fattore di confidenza si assume pari a **FC=1.35**. Nella muratura a mattoni pieni è stato opportuno ridurre i valori di resistenza medi di un fattore 0.7 in assenza di valutazioni più precise sullo spessore dei giunti (i valori riportati in Tabella 1 sono già ridotti del fattore 0.7). I valori di calcolo per la resistenza a compressione e la resistenza a taglio della muratura, per lo stato di fatto, risultano pari a:

Tabella 2: Parametri meccanici di progetto per stato di fatto.

RESISTENZE MURATURA -STATICA - SDF			RESISTENZE MURATURA -SISMICA- SDF		
	$f_{md}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )		$f_{md}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )
Timpani	1.23	0.019	Timpani	1.85	0.029
Colonne	0.44	0.0086	Colonne	0.67	0.013

I valori di calcolo per la resistenza a compressione e la resistenza a taglio della muratura, per lo stato di progetto, risultano pari a:

Tabella 3: Parametri meccanici di progetto per stato di progetto.

RESISTENZE MURATURA VERIFICA STATICA - SDP			RESISTENZE MURATURA VERIFICHE SISMICHE- SDP		
	$f_{md}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )		$f_{md}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )
Timpani	1.23	0.019	Timpani	1.85	0.029
Colonne	0.44	0.0086	Colonne	0.67	0.013

### 3.2 Calcestruzzo

Secondo la Circolare esplicativa delle NTC 2018, le resistenze dei materiali cui riferirsi nelle formule di capacità degli elementi sono ricavate dalle resistenze medie, ottenute dalle informazioni disponibili e dalle prove in situ aggiuntive, dividendole per il fattore di confidenza FC.

Il livello di conoscenza acquisito sul Padiglione 2 discende, più in particolare, dalle indagini e rilievi descritti nel seguente documento: Report n. 2 “Torino Esposizioni, padiglione 2. Indagini sperimentali sulle strutture”, Politecnico di Torino, 2021. Il fattore di confidenza FC associato a tale livello di conoscenza si assume pari a **FC=1.15**.

Richiamando i risultati principali relativi alle indagini di resistenza sui calcestruzzi, esposti e analizzati con dovizia di particolari nel Report 2, dai test SONREB effettuati è possibile affermare l’esistenza di un cluster piuttosto definito, il che è generalmente indice di una discreta uniformità della tipologia di materiale. Appare inoltre che gli elementi strutturali del piano terra presentino delle caratteristiche inferiori, in termini di resistenza, rispetto agli elementi del primo piano. Queste affermazioni trovano parzialmente riscontro anche nei risultati delle prove di resistenza a compressione e modulo elastico sui campioni estratti mediante carotaggio.

Riguardo alle resistenze dei calcestruzzi, sempre nel Report 2 è riportato un confronto con i valori ricavati dai certificati dell’epoca su prelievi di miscela. Esso mostra come le prove recenti sulle carote presentino valori sensibilmente superiori ai risultati associati nei certificati ufficiali sulle prove di accettazione dalle miscele prelevate in situ all’epoca di costruzione. Il confronto viene poi proposto, in termini di valori medi di resistenza a compressione, andando a indagare le due diverse fasi costruttive che hanno interessato il salone

(la prima compresa tra il 1947 e il 1948, la seconda avvenuta con l'ampliamento del 1953). Questo confronto è molto significativo, perché i valori certificati relativi alle prove di accettazione eseguite dallo stesso Politecnico durante la costruzione dei saloni risultano essere molto diversi. Dalla riportata in basso emerge come le resistenze effettivamente riscontrate nelle prove sulle carote associate alle due diverse fasi costruttive siano raffrontabili. La causa potrebbe essere attribuita alla modalità di fabbricazione dei provini per l'accettazione del calcestruzzo per la porzione del 1947-48. Si osserva soprattutto come le resistenze medie a compressione dei calcestruzzi siano in linea con quelle attese e comunque non inferiori alle assunzioni di calcolo del progettista.

Effettuando la media tra le resistenze ottenute dai carotaggi per le due fasi della costruzione, si ottiene una resistenza  $R_c=31.8$  MPa, corrispondente ai fini delle verifiche all'uso di un Tipo C25/30.

Confronto resistenze medie a compressione ( $R_c$ )

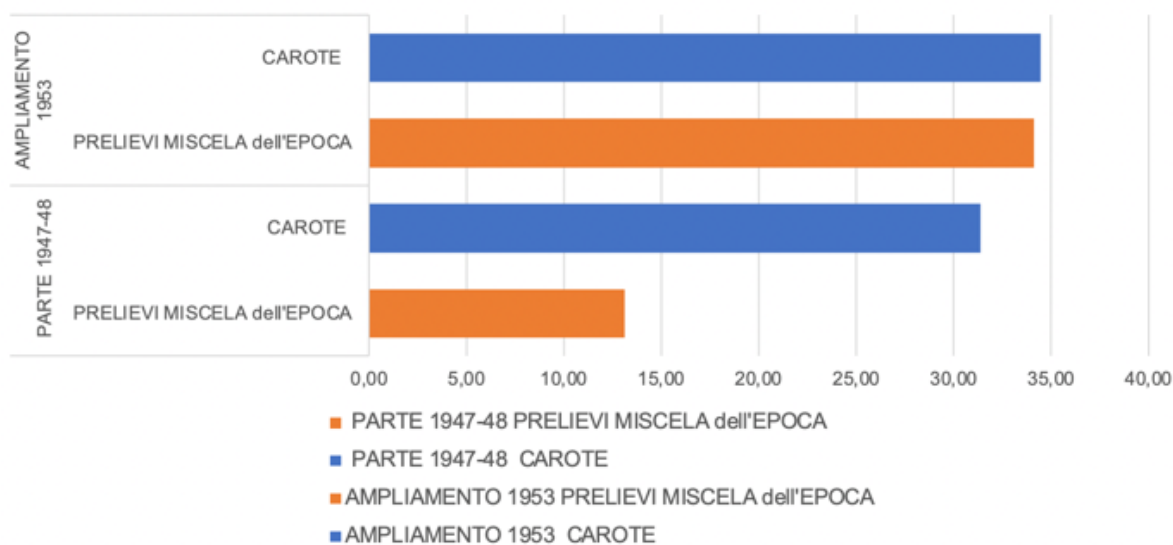


Figura 15: Istogramma che riporta il confronto delle resistenze medie a compressione ( $R_c$ ) dei risultati ricavati dalle prove di caratterizzazione sulle carote e i risultati ricavati dai certificati dell'epoca su prelievi di miscela, suddivisi per fase di costruzione (porzione realizzata tra il 1947-48 e l'ampliamento del 1953).

Il fattore parziale per il calcestruzzo è assunto pari a

- $\gamma_c = 1.0$  per le verifiche a pressoflessione.
- $\gamma_c = 1.5$  per le verifiche a taglio.

Come specificato nei vari elaborati è quindi ammesso l'impiego di conglomerati cementizi aventi le seguenti caratteristiche meccaniche (il coefficiente riduttivo per resistenze a lunga durata è pari a 0.85).

Tabella 4: Parametri meccanici di riferimento [ $N/mm^2$ ] (\*valori ottenuti a partire dalle medie dei carotaggi).

TIPO	$R_{ck}$	$f_{ck}$	$f_{cd, flessione}$	$f_{cd, taglio}$
C25/30	30.00	24.90	18.40	12.27
Da Prove*	31.80	26.39	19.32	12.88

### 3.3 Acciaio da c.a.

Per quanto concerne l'acciaio, sulla base dei certificati di prova originali, riportati nel Report 2, e alla luce delle indagini visive svolte a campione, nonché in accordo alla documentazione letteraria reperita, è possibile far riferimento alle caratteristiche meccaniche di un acciaio AQ50.

Il fattore parziale per l'acciaio è assunto pari a

- $\gamma_s = 1.0$  per le verifiche a pressoflessione.
- $\gamma_s = 1.15$  per le verifiche a taglio.

Anche in questo caso si assume un fattore di confidenza, unico per il materiale calcestruzzo armato, pari a  $FC=1.15$ .

Tabella 5: Parametri meccanici di riferimento [N/mm<sup>2</sup>].

TIPO	f <sub>tk</sub>	f <sub>yk</sub>	f <sub>yd,flessione</sub>	f <sub>yd,taglio</sub>	E <sub>s</sub>
AQ50	545	370	321.74	279.77	200000

### 3.4 Acciaio ad alta resistenza

Si considera di utilizzare un acciaio ad alta resistenza ad elevatissime caratteristiche resistenziali abbinate a buona tenacità, lavorabilità e saldabilità. A titolo prestazionale si riporta un acciaio S 960 QL – EN 10025-6 (tipo XABO 1100 o equivalente) con spessori utilizzabili da 4 a 30 mm, e con le caratteristiche meccaniche riportate in Figura 16.

PROVA DI TRAZIONE SU PROVETTA TRASVERSALE					PROVA DI RESILIENZA			
QUALITÀ	spessore mm	Re H N/mm <sup>2</sup> min	Rm N/mm <sup>2</sup> min	A%	TEMP °C	KV Long. >min	KV Trasv. >min	
NAXTRA 700	≤ 65	700	770	940	14	-60	30	27
NAXTRA 700	> 65	650	760	930	14	-60	30	27
XABO 890	≤ 50	890	940	1100	12	-40	30	27
XABO 890	> 50	830	880	1100	12	-40	30	27
XABO 960	≤ 50	960	980	1150	12	-40	30	27
XABO 960	> 50	920	970	1100	12	-40	30	27
XABO 1100	≤ 30	1100	1200	1500	8	-40	30	27

Figura 16: Caratteristiche meccaniche acciaio tipo S 960 QL – EN 10025-6 (tipo XABO 1100 o equivalente).

### 3.5 Sistemi FRCCM

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei sistemi di rinforzo previsti in progetto, le cui indicazioni sono al solo scopo prestazionale:

- Sistemi in tessuto **unidirezionale** in **fibra di acciaio galvanizzato** ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio fissati su una micro-rete in fibra di vetro (sistema **tipo Geosteel G600 Kerakoll o equivalente**):
  - Tensione limite ultima di rottura della fibra: >3000 MPa.
  - Modulo elastico della fibra: > 190000 MPa.
  - Tensione limite di uno strato di FRCCM: ~2888 MPa.
  - Spessore equivalente: ~0.084 mm.
- Sistemi in tessuto **unidirezionale** in **fibra di acciaio galvanizzato** ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio fissati su una micro-rete in fibra di vetro (sistema **tipo Geosteel G2000 Kerakoll o equivalente**):
  - Tensione limite ultima di rottura della fibra: >3000 MPa.
  - Modulo elastico della fibra: > 190000 MPa.
  - Tensione limite di uno strato di FRCCM: ~1923 MPa.
  - Spessore equivalente: ~0.254 mm.
- Sistemi a rete **biassiale** bilanciata in speciale **fibra di basalto** e microfilati di acciaio Inox AISI 304 termosaldati e protetti con trattamento alcali-resistente, che garantisca stabilità e performance in entrambe le direzioni, specifica per un perfetto ingranamento con Geocalce F Antisismico (sistema **tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente**):
  - Tensione limite ultima di rottura della fibra: >3000 Mpa.
  - Modulo elastico della fibra: > 87000 MPa.
  - Tensione limite convenzionale: ~854.60 MPa.
  - Spessore equivalente: ~0.064 mm.

Il fattore parziale per sistemi fibro-rinforzati è assunto pari a

- $\gamma_f = 1.5$  per le verifiche a Stato Limite Ultimo.

## 4 Individuazione delle opere e del sito ai fini sismici (azione sismica)

Date le destinazioni d'uso previste nel progetto di fattibilità per i vari fabbricati, si assume una vita nominale delle opere pari a  $V_N = 50$  anni. La classe d'uso è assunta pari a III, cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 1.50$ . Il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche è pertanto valutato in  $V_R = 75$  anni. Il periodo di ritorno corrispondente ai diversi stati limite è riportato in Figura 17.

Pvr % (Art. 3.2.1)		Periodo di ritorno $T_r$ (anni)	
SLD	81.00	SLD	45.16
SLD	63.00	SLD	75.43
SLV	10.00	SLV	711.84
SLC	5.00	SLC	1462.18

Figura 17: Periodi di ritorno dell'azione sismica per la struttura oggetto di studio.

Il fabbricato è situato nella cittadina di Torino. I parametri sismici che caratterizzano il sito sono stati desunti dagli allegati A e B al D.M. 14 gennaio 2008 e sono di seguito riportati:

Posizione del sito		Nodi intorno al sito			
Comune:	Torino - (TO)	ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
Longitudine	7.6820	13571	7.6844	45.0950	3.2332
Latitudine	45.0660	13570	7.6138	45.0910	6.0392
Cerca con Google Map		13792	7.6187	45.0410	5.7021
Isola:	Sardegna	13793	7.6893	45.0450	2.4067

Figura 18: Sito e punti della rete di riferimento.

Parametri di pericolosità sismica			
	$a_g$ (g/10)	$F0$ (adim)	$TC^*$ (sec)
SLD	0.28008225	2.58444614	0.19048468
SLD	0.33555286	2.62968104	0.21134761
SLV	0.61842583	2.78588922	0.28107479
SLC	0.72782990	2.84865871	0.29000000

Figura 19: Parametri dello spettro di risposta di riferimento: dal valore tabellato per ottenere  $a_g$  in [g], dividerlo per 10; per ottenere  $a_g$  in  $m/s^2$ , moltiplicarlo per 9.806.

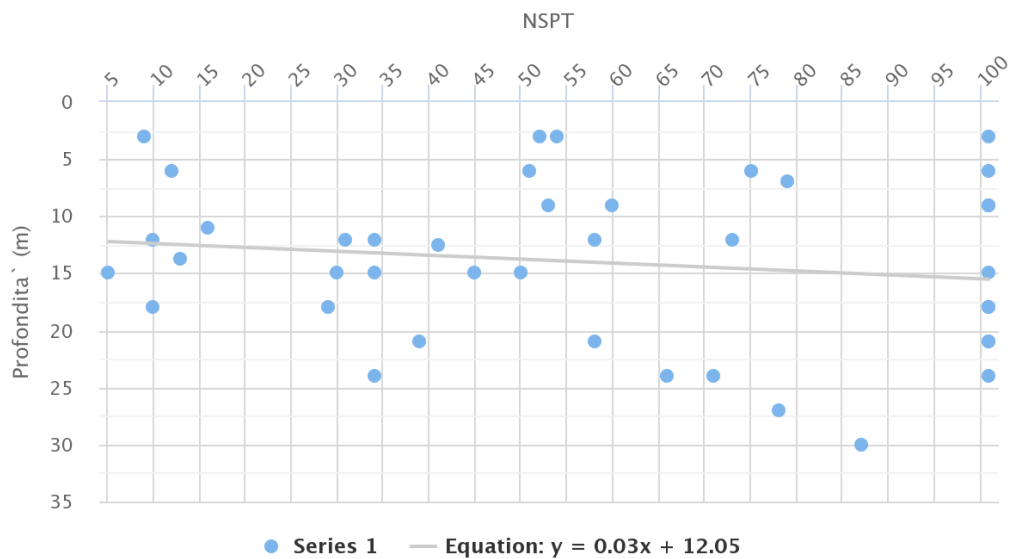
La categoria di suolo è stata dedotta dai risultati di una prova penetrometrica (NSPT) condotta nelle vicinanze del sito, la stratigrafia trovata per i primi 25 m è riportata in Tabella 6, mentre in Figura 20 è riportata l'ubicazione.

Tabella 6: Stratigrafia sottosuolo nei pressi di Torino Esposizioni.

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
9983975	3.00	ghiaia sabbiosa con ciottoli
9983975	3.20	ciottoli
9983975	4.80	ghiaia sabbiosa con frequenti ciottoli
9983975	5.00	ciottoli con ghiaia
9983975	10.00	sabbia e ghiaia; presenza di ciottoli
9983975	18.00	sabbia sciolta
9983975	25.00	ciottoli e sabbia



Figura 20: Ubicazione della prova di riferimento trovata, segnalata con un quadrato rosso.



ARPA Piemonte

Figura 21: Risultati della prova NSPT effettuata nelle vicinanze del sito.

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1}^k h_i}{\sum_{i=1}^k N_{SPT,i}} = 27,52$$

dove  $NSPT_i$  sono i valori riferiti alle profondità  $h_i$ . Dai dati ottenuti (Figura 21) si ipotizza un suolo di **categoria C**, poiché  $15 < N_{SPT,30} < 50$ , tuttavia si evidenzia che la prova andrebbe condotta direttamente sul sito oggetto di studio, a causa dell'imprevedibile variabilità del sottosuolo. Viste le caratteristiche della superficie topografica del sito, si è ritenuto di ipotizzare una **categoria T1** "Superficie pianeggiante, pendii e

rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$  in accordo al § 3.2.2 delle NTC 2018, cui corrisponde un coefficiente  $S_T = 1.00$ . I periodi caratteristici dello spettro di risposta sono riportati in Figura 22.

Parametri spettri orizzontali e Fv							
	S	TB	TC	TD	Fv	Cc	Ss
SLO	1.500	0.115	0.346	1.712	0.584	1.815	1.500
SLD	1.500	0.124	0.371	1.734	0.650	1.754	1.500
SLV	1.500	0.150	0.449	1.847	0.935	1.596	1.500
SLC	1.500	0.153	0.458	1.891	1.038	1.580	1.500

Parametri spettri verticali			
Ss	TB	TC	TD
1.000	0.050	0.150	1.000

Figura 22: Parametri degli spettri di progetto.

Allo stato limite ultimo per lo stato di fatto si è assunto un comportamento non dissipativo (fattore di comportamento,  $q=1.00$ ), vista la mancanza di protezione dei nodi sulla struttura esistente; per lo stato di progetto, considerando l'applicazione di interventi previsti atti a proteggere i nodi strutturali dell'edificio, si assume, invece, un fattore di comportamento pari a  $q=1.5$ .

In Figura 23 si riportano i grafici degli spettri di risposta utilizzati ( $q=1.00$ ).

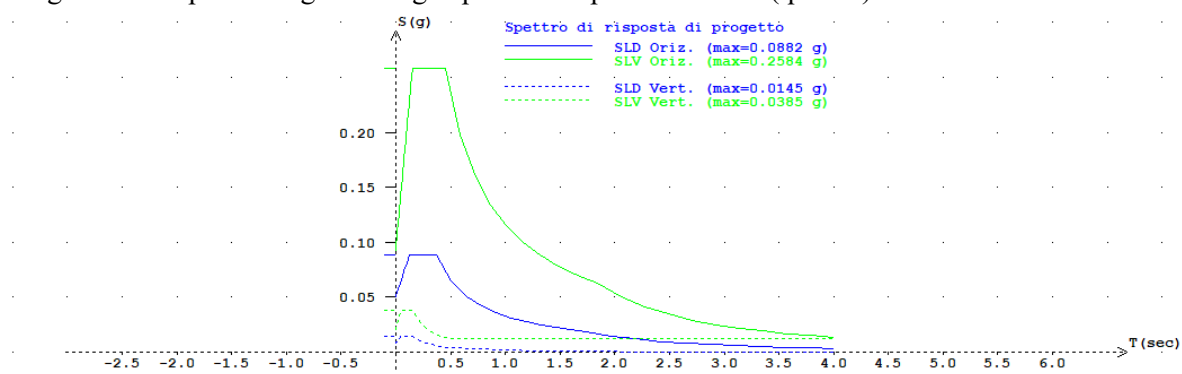


Figura 23: Spettri di progetto.

#### 4.1 Spettri di progetto

Si riportano di seguito i parametri e valori degli spettri di progetto sopra rappresentati.

Spettro di risposta di progetto SLO orizzontale  
 $a_g = 0.028008 \text{ g}$ ;  $F_0 = 2.584446$ ;  $TC^* = 0.190485 \text{ s}$ ;  
 $TB = 0.1150 \text{ s}$ ;  $TC = 0.3460 \text{ s}$ ;  $TD = 1.7120 \text{ s}$ ;  $S = 1.5000$ ;  $csi = 5.0000$

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0420	41.2000
2	0.011500	0.0487	47.7280
3	0.023000	0.0553	54.2559
4	0.034500	0.0620	60.7838
5	0.046000	0.0686	67.3117
6	0.057500	0.0753	73.8396
7	0.069000	0.0820	80.3676
8	0.080500	0.0886	86.8955
9	0.092000	0.0953	93.4234
10	0.103500	0.1019	99.9513
11	0.115000	0.1086	106.4793



RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE STRUTTURE E VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI

12	0.346000	0.1086	106.4793
13	0.482590	0.0778	76.3419
14	0.619180	0.0607	59.5010
15	0.755770	0.0497	48.7474
16	0.892360	0.0421	41.2858
17	1.028950	0.0365	35.8053
18	1.165540	0.0322	31.6092
19	1.302130	0.0289	28.2935
20	1.438720	0.0261	25.6074
21	1.575310	0.0238	23.3870
22	1.711900	0.0219	21.5223
23	1.712000	0.0219	21.5198
24	1.940800	0.0171	16.7449
25	2.169600	0.0137	13.3994
26	2.398400	0.0112	10.9648
27	2.627200	0.0093	9.1382
28	2.856000	0.0079	7.7327
29	3.084800	0.0068	6.6281
30	3.313600	0.0059	5.7444
31	3.542400	0.0051	5.0263
32	3.771200	0.0045	4.4349
33	4.000000	0.0040	3.9421

Spettro di risposta di progetto **SLD orizzontale**

ag= 0.033555 g; F0= 2.629681; TC\*= 0.211348 s;

TB= 0.1240 s; TC= 0.3710 s; TD= 1.7340 s; S= 1.5000 ; csi= 5.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0503	49.3597
2	0.012400	0.0541	53.0771
3	0.024800	0.0579	56.7945
4	0.037200	0.0617	60.5119
5	0.049600	0.0655	64.2293
6	0.062000	0.0693	67.9467
7	0.074400	0.0731	71.6640
8	0.086800	0.0769	75.3814
9	0.099200	0.0807	79.0988
10	0.111600	0.0844	82.8162
11	0.124000	0.0882	86.5336
12	0.371000	0.0882	86.5336
13	0.507290	0.0645	63.2852
14	0.643580	0.0509	49.8834
15	0.779870	0.0420	41.1658
16	0.916160	0.0357	35.0419
17	1.052450	0.0311	30.5040
18	1.188740	0.0275	27.0067
19	1.325030	0.0247	24.2289
20	1.461320	0.0224	21.9692
21	1.597610	0.0205	20.0950
22	1.733900	0.0189	18.5165
23	1.734000	0.0189	18.5144
24	1.960600	0.0148	14.4820
25	2.187200	0.0119	11.6367
26	2.413800	0.0097	9.5544
27	2.640400	0.0081	7.9849

**RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE STRUTTURE E VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI**

28	2.867000	0.0069	6.7726
29	3.093600	0.0059	5.8167
30	3.320200	0.0051	5.0499
31	3.546800	0.0045	4.4252
32	3.773400	0.0040	3.9097
33	4.000000	0.0035	3.4793

Spettro di risposta di progetto **SLV orizzontale**

ag= 0.061843 g; F0= 2.785889; TC\*= 0.281075 s;

TB= 0.1500 s; TC= 0.4490 s; TD= 1.8470 s; S= 1.5000 ; q= 1.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0928	90.9703
2	0.015000	0.1093	107.2166
3	0.030000	0.1259	123.4629
4	0.045000	0.1425	139.7091
5	0.060000	0.1590	155.9554
6	0.075000	0.1756	172.2017
7	0.090000	0.1922	188.4480
8	0.105000	0.2087	204.6943
9	0.120000	0.2253	220.9406
10	0.135000	0.2419	237.1868
11	0.150000	0.2584	253.4331
12	0.449000	0.2584	253.4331
13	0.588790	0.1971	193.2633
14	0.728580	0.1593	156.1825
15	0.868370	0.1336	131.0403
16	1.008160	0.1151	112.8705
17	1.147950	0.1011	99.1258
18	1.287740	0.0901	88.3653
19	1.427530	0.0813	79.7121
20	1.567320	0.0740	72.6026
21	1.707110	0.0680	66.6574
22	1.846900	0.0628	61.6155
23	1.847000	0.0628	61.6088
24	2.062300	0.0504	49.4166
25	2.277600	0.0413	40.5155
26	2.492900	0.0345	33.8195
27	2.708200	0.0292	28.6560
28	2.923500	0.0251	24.5907
29	3.138800	0.0218	21.3329
30	3.354100	0.0191	18.6821
31	3.569400	0.0168	16.4963
32	3.784700	0.0150	14.6728
33	4.000000	0.0134	13.1358

Spettro di risposta di progetto **SLC orizzontale**

ag= 0.072783 g; F0= 2.848659; TC\*= 0.290000 s;

TB= 0.1530 s; TC= 0.4580 s; TD= 1.8910 s; S= 1.5000 ; q= 1.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.1092	107.0636
2	0.015300	0.1190	116.6897
3	0.030600	0.1288	126.3159
4	0.045900	0.1386	135.9420
5	0.061200	0.1484	145.5682

RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE STRUTTURE E VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI

6	0.076500	0.1583	155.1943
7	0.091800	0.1681	164.8205
8	0.107100	0.1779	174.4466
9	0.122400	0.1877	184.0728
10	0.137700	0.1975	193.6989
11	0.153000	0.2073	203.3251
12	0.458000	0.2073	203.3251
13	0.601290	0.1579	154.8718
14	0.744580	0.1275	125.0677
15	0.887870	0.1070	104.8835
16	1.031160	0.0921	90.3089
17	1.174450	0.0809	79.2906
18	1.317740	0.0721	70.6686
19	1.461030	0.0650	63.7378
20	1.604320	0.0592	58.0451
21	1.747610	0.0543	53.2859
22	1.890900	0.0502	49.2479
23	1.891000	0.0502	49.2453
24	2.101900	0.0406	39.8588
25	2.312800	0.0336	32.9209
26	2.523700	0.0282	27.6486
27	2.734600	0.0240	23.5483
28	2.945500	0.0207	20.2969
29	3.156400	0.0180	17.6752
30	3.367300	0.0158	15.5305
31	3.578200	0.0146	14.2751
32	3.789100	0.0146	14.2751
33	4.000000	0.0146	14.2751

Spettro di risposta di progetto SLO verticale

ag= 0.028008 g; TC\*= 0.190485 s; Fv= 0.584000;

TB= 0.0500 s; TC= 0.1500 s; TD= 1.0000 s; Ss= 1.0000 ; csi= 5.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0063	6.2066
2	0.005000	0.0073	7.1900
3	0.010000	0.0083	8.1734
4	0.015000	0.0093	9.1568
5	0.020000	0.0103	10.1402
6	0.025000	0.0113	11.1236
7	0.030000	0.0123	12.1070
8	0.035000	0.0133	13.0904
9	0.040000	0.0144	14.0737
10	0.045000	0.0154	15.0571
11	0.050000	0.0164	16.0405
12	0.150000	0.0164	16.0405
13	0.234990	0.0104	10.2391
14	0.319980	0.0077	7.5195
15	0.404970	0.0061	5.9414
16	0.489960	0.0050	4.9108
17	0.574950	0.0043	4.1849
18	0.659940	0.0037	3.6459
19	0.744930	0.0033	3.2299
20	0.829920	0.0030	2.8992
21	0.914910	0.0027	2.6299

RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE STRUTTURE E VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI

22	0.999900	0.0025	2.4066
23	1.000000	0.0025	2.4061
24	1.300000	0.0015	1.4237
25	1.600000	0.0010	0.9399
26	1.900000	0.0007	0.6665
27	2.200000	0.0005	0.4971
28	2.500000	0.0004	0.3850
29	2.800000	0.0003	0.3069
30	3.100000	0.0003	0.2504
31	3.400000	0.0002	0.2081
32	3.700000	0.0002	0.1758
33	4.000000	0.0002	0.1504

Spettro di risposta di progetto **SLD verticale**

ag= 0.033555 g; TC\*= 0.211348 s; Fv= 0.650000;

TB= 0.0500 s; TC= 0.1500 s; TD= 1.0000 s; Ss= 1.0000 ; csi= 5.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0083	8.1338
2	0.005000	0.0089	8.7463
3	0.010000	0.0095	9.3589
4	0.015000	0.0102	9.9715
5	0.020000	0.0108	10.5841
6	0.025000	0.0114	11.1966
7	0.030000	0.0120	11.8092
8	0.035000	0.0127	12.4218
9	0.040000	0.0133	13.0343
10	0.045000	0.0139	13.6469
11	0.050000	0.0145	14.2595
12	0.150000	0.0145	14.2595
13	0.234990	0.0093	9.1022
14	0.319980	0.0068	6.6845
15	0.404970	0.0054	5.2817
16	0.489960	0.0045	4.3655
17	0.574950	0.0038	3.7202
18	0.659940	0.0033	3.2411
19	0.744930	0.0029	2.8713
20	0.829920	0.0026	2.5773
21	0.914910	0.0024	2.3378
22	0.999900	0.0022	2.1393
23	1.000000	0.0022	2.1389
24	1.300000	0.0013	1.2656
25	1.600000	0.0009	0.8355
26	1.900000	0.0006	0.5925
27	2.200000	0.0005	0.4419
28	2.500000	0.0003	0.3422
29	2.800000	0.0003	0.2728
30	3.100000	0.0002	0.2226
31	3.400000	0.0002	0.1850
32	3.700000	0.0002	0.1562
33	4.000000	0.0001	0.1337

Spettro di risposta di progetto **SLV verticale**

ag= 0.061843 g; TC\*= 0.281075 s; Fv= 0.935000;

TB= 0.0500 s; TC= 0.1500 s; TD= 1.0000 s; Ss= 1.0000 ; q= 1.5000

RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE STRUTTURE E VERIFICA SISMICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0208	20.3543
2	0.005000	0.0225	22.0992
3	0.010000	0.0243	23.8441
4	0.015000	0.0261	25.5890
5	0.020000	0.0279	27.3339
6	0.025000	0.0297	29.0788
7	0.030000	0.0314	30.8236
8	0.035000	0.0332	32.5685
9	0.040000	0.0350	34.3134
10	0.045000	0.0368	36.0583
11	0.050000	0.0385	37.8032
12	0.150000	0.0385	37.8032
13	0.234990	0.0246	24.1307
14	0.319980	0.0181	17.7214
15	0.404970	0.0143	14.0022
16	0.489960	0.0124	12.1294
17	0.574950	0.0124	12.1294
18	0.659940	0.0124	12.1294
19	0.744930	0.0124	12.1294
20	0.829920	0.0124	12.1294
21	0.914910	0.0124	12.1294
22	0.999900	0.0124	12.1294
23	1.000000	0.0124	12.1294
24	1.300000	0.0124	12.1294
25	1.600000	0.0124	12.1294
26	1.900000	0.0124	12.1294
27	2.200000	0.0124	12.1294
28	2.500000	0.0124	12.1294
29	2.800000	0.0124	12.1294
30	3.100000	0.0124	12.1294
31	3.400000	0.0124	12.1294
32	3.700000	0.0124	12.1294
33	4.000000	0.0124	12.1294

Spettro di risposta di progetto SLC verticale

ag= 0.072783 g; TC\*= 0.290000 s; Fv= 1.038000;

TB= 0.0500 s; TC= 0.1500 s; TD= 1.0000 s; Ss= 1.0000 ; q= 1.5000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0265	26.0080
2	0.005000	0.0289	28.3464
3	0.010000	0.0313	30.6848
4	0.015000	0.0337	33.0232
5	0.020000	0.0361	35.3616
6	0.025000	0.0384	37.7000
7	0.030000	0.0408	40.0384
8	0.035000	0.0432	42.3768
9	0.040000	0.0456	44.7152
10	0.045000	0.0480	47.0536
11	0.050000	0.0504	49.3920
12	0.150000	0.0504	49.3920
13	0.234990	0.0321	31.5282
14	0.319980	0.0236	23.1539
15	0.404970	0.0187	18.2947

16	0.489960	0.0154	15.1212
17	0.574950	0.0146	14.2751
18	0.659940	0.0146	14.2751
19	0.744930	0.0146	14.2751
20	0.829920	0.0146	14.2751
21	0.914910	0.0146	14.2751
22	0.999900	0.0146	14.2751
23	1.000000	0.0146	14.2751
24	1.300000	0.0146	14.2751
25	1.600000	0.0146	14.2751
26	1.900000	0.0146	14.2751
27	2.200000	0.0146	14.2751
28	2.500000	0.0146	14.2751
29	2.800000	0.0146	14.2751
30	3.100000	0.0146	14.2751
31	3.400000	0.0146	14.2751
32	3.700000	0.0146	14.2751
33	4.000000	0.0146	14.2751

## 5 Criteri di calcolo e azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono, in linea generale, le combinazioni previste dalle NTC e sintetizzate di seguito. Casi particolari vengono esplicitati nella relazione di calcolo relativamente alla verifica di specifici elementi.

I calcoli e le verifiche strutturali sono condotti con il criterio semiprobabilistico allo stato limite di vita (SLV).

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Q_{ki}$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} * Q_{ki}$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} * Q_{k1} + \sum \psi_{2i} * Q_{ki}$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum \psi_{2i} * Q_{ki}$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum \psi_{2i} * Q_{ki}$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$A_d + G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum \psi_{2i} * Q_{ki}$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum \psi_{2i} * Q_{ki}$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai e/o alla natura delle azioni variabili, secondo quanto indicato dalle norme tecniche vigenti.

Tabella 7: Coefficienti di combinazione [rif. D.M. 17 gennaio 2018 - Tab.2.5.I].

Categoria / Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Categoria A – Attività residenziali	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0

Tabella 8: Coefficienti parziali per le azioni [rif. D.M. 17 Gennaio 2018 - Tab. 2.6.I].

		$\gamma_F$	EQU	A1 - STR	A2 - GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

## 5.1 Densità dei materiali

Tenuti presenti i pesi dei materiali da costruzione di cui alla tabella 3.1.I delle NTC, sono state assunte le seguenti densità:

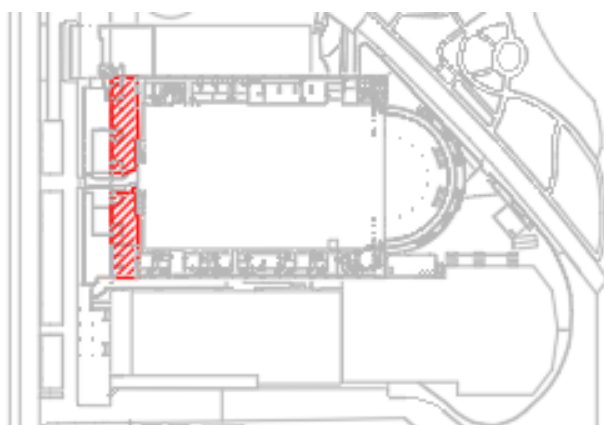
- Calcestruzzo → 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Acciaio → 7850 kg/m<sup>3</sup>
- Muratura forata → 1500 kg/m<sup>3</sup>
- Muratura piena → 1800 kg/m<sup>3</sup>

## 5.2 Carichi sulla struttura

### 5.2.1 Carichi permanenti

Di seguito si individuano le tipologie di carichi permanenti sugli orizzontamenti:

- Orizzontamenti di calpestio Padiglione 2b – manica Sottsass:



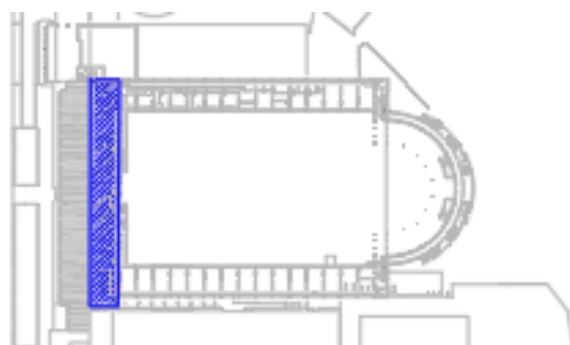
Solaio SAP 16+4 a quota 5,44 m

Figura 24: Orizzontamenti di calpestio Padiglione 2b a quota 5,44m.

Tabella 9: Carichi permanenti padiglione 2B a quota 5,44m.

Solaio SAP 16+4 a quota 5,44 m							
PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
soletta	1	1.00	1.00	0.04	25.00	<b>1.01</b>	kN/m <sup>2</sup>
travetti	4	0.05	1.00	0.16	25.00	<b>0.80</b>	kN/m <sup>2</sup>
laterizi	3.5	0.230	1.00	0.16	8.00	<b>1.03</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>1k</sub></b>	<b>2.84</b> kN/m <sup>2</sup>

PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
massetto	1	1.00	1.00	0.080	20.00	<b>1.60</b>	kN/m <sup>2</sup>
pavimento	1	1.00	1.00	0.020	24.00	<b>0.48</b>	kN/m <sup>2</sup>
intonaco all'intradosso	1	1.00	1.00	0.015	20.00	<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>
incidenza tramezzi	-	-	-	-	-	<b>0.86</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>3.24</b> kN/m <sup>2</sup>



Solaio SAP 16+4 a quota 9,28 m

Figura 25: Orizzontamenti di calpestio Padiglione 2b a quota 9,28m.

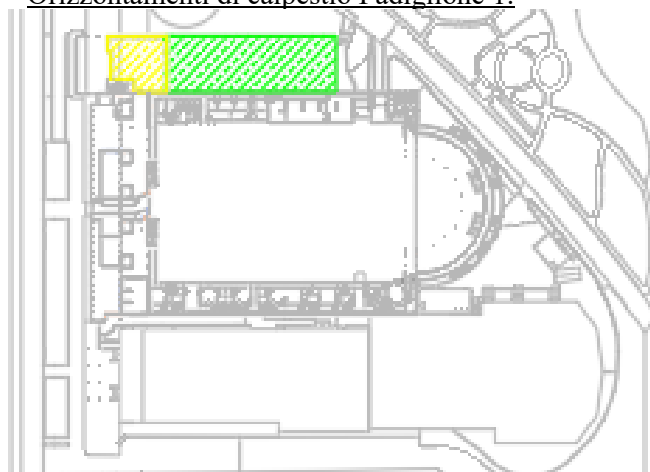
Tabella 10: Carichi permanenti padiglione 2B a quota 9,28m.

Solaio SAP 16+4 a quota 9,28 m							
PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
soletta	1	1.00	1.00	0.04	25.00	<b>1.01</b>	kN/m <sup>2</sup>
travetti	4	0.05	1.00	0.16	25.00	<b>0.80</b>	kN/m <sup>2</sup>
laterizi	3.5	0.230	1.00	0.16	8.00	<b>1.03</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>1k</sub></b>	<b>2.84</b> kN/m <sup>2</sup>

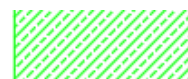
PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
lamiera grecata	1	-	-	-	-	<b>0.785</b>	kN/m <sup>2</sup>
guaina	1	-	-	-	-	<b>0.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>1.19</b> kN/m <sup>2</sup>



- Orizzontamenti di calpestio Padiglione 1:



Solaio SAP 16+4 a quota 5,44 m



Solaio SAP 16+4 a quota 9,28 m (copertura)

Figura 26: Orizzontamenti di calpestio Padiglione 1 a quota 9,28m.

Tabella 11: Carichi permanenti padiglione 1 a quota 9,28m.

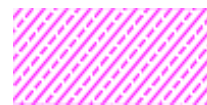
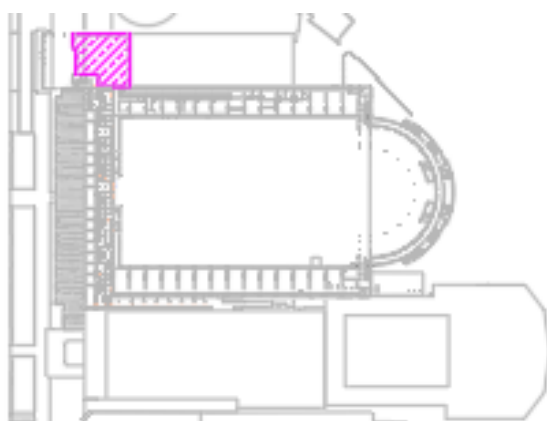
Solaio SAP 16+2 a quota 9,28 m							
PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
soletta	1	1.00	1.00	0.02	25.00	<b>0.50</b>	kN/m <sup>2</sup>
travetti	4	0.05	1.00	0.16	25.00	<b>0.80</b>	kN/m <sup>2</sup>
laterizi	3.5	0.230	1.00	0.16	8.00	<b>1.03</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>1k</sub></b>	<b>2.33</b> kN/m <sup>2</sup>

PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
massetto di pendenza	1	1.00	1.00	0.07	20.00	<b>1.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
guaina	-	-	-	-	-	<b>0.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
pavimento	1	1.00	1.00	0.020	24.00	<b>0.48</b>	kN/m <sup>2</sup>
intonaco all'intradosso	1	1.00	1.00	0.015	20.00	<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>2.58</b> kN/m <sup>2</sup>

Tabella 12: Carichi permanenti padiglione 1 a quota 9,28m (copertura).

Solaio SAP 16+2 a quota 9,28 m (copertura)							
PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
soletta	1	1.00	1.00	0.02	25.00	<b>0.50</b>	kN/m <sup>2</sup>
travetti	4	0.05	1.00	0.16	25.00	<b>0.80</b>	kN/m <sup>2</sup>
laterizi	3.5	0.230	1.00	0.16	8.00	<b>1.03</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>1k</sub></b>	<b>2.33</b> kN/m <sup>2</sup>

PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
massetto di pendenza	1	1.00	1.00	0.07	20.00	<b>1.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
guaina	-	-	-	-	-	<b>0.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
intonaco all'intradosso	1	1.00	1.00	0.015	20.00	<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>2.10</b> kN/m <sup>2</sup>



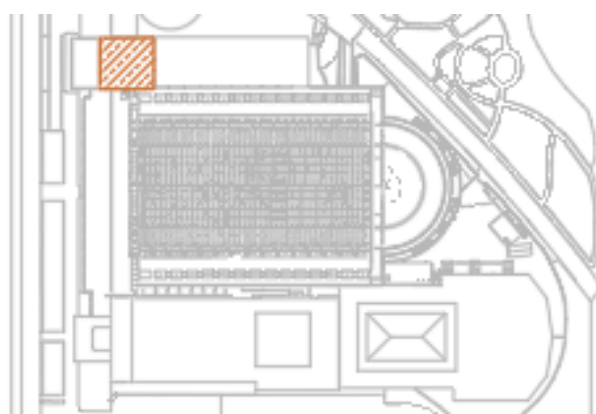
Solaio SAP a quota 14,69 m

Figura 27: Orizzontamenti di calpestio Padiglione 1 a quota 14,69m.

Tabella 13: Carichi permanenti padiglione 1 a quota 9,28m.

Solaio SAP 16+2 a quota 14,69 m							
PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
soletta	1	1.00	1.00	0.02	25.00	<b>0.50</b>	kN/m <sup>2</sup>
travetti	4	0.05	1.00	0.16	25.00	<b>0.80</b>	kN/m <sup>2</sup>
laterizi	3.5	0.230	1.00	0.16	8.00	<b>1.03</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>1k</sub></b>	<b>2.33</b> kN/m <sup>2</sup>

PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
massetto di pendenza	1	1.00	1.00	0.07	20.00	<b>1.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
guaina	-	-	-	-	-	<b>0.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
pavimento	1	1.00	1.00	0.020	24.00	<b>0.48</b>	kN/m <sup>2</sup>
intonaco all'intradosso	1	1.00	1.00	0.015	20.00	<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>2.58</b> kN/m <sup>2</sup>



Solaio SAP 16+4 a quota 20 m (copertura)

Figura 28: Orizzontamenti di calpestio Padiglione 1 a quota 20m.

Tabella 14: Carichi permanenti padiglione 1 a quota 20m.

Solaio SAP 16+2 a quota 20 m (copertura)							
PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
soletta	1	1.00	1.00	0.02	25.00	<b>0.50</b>	kN/m <sup>2</sup>
travetti	4	0.05	1.00	0.16	25.00	<b>0.80</b>	kN/m <sup>2</sup>
laterizi	3.5	0.230	1.00	0.16	8.00	<b>1.03</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>1k</sub></b>	<b>2.33</b> kN/m <sup>2</sup>

PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
massetto di pendenza	1	1.00	1.00	0.07	20.00	<b>1.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
guaina	-	-	-	-	-	<b>0.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
intonaco all'intradosso	1	1.00	1.00	0.015	20.00	<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>2.10</b> kN/m <sup>2</sup>

- Orizzontamenti di calpestio Padiglione 2:

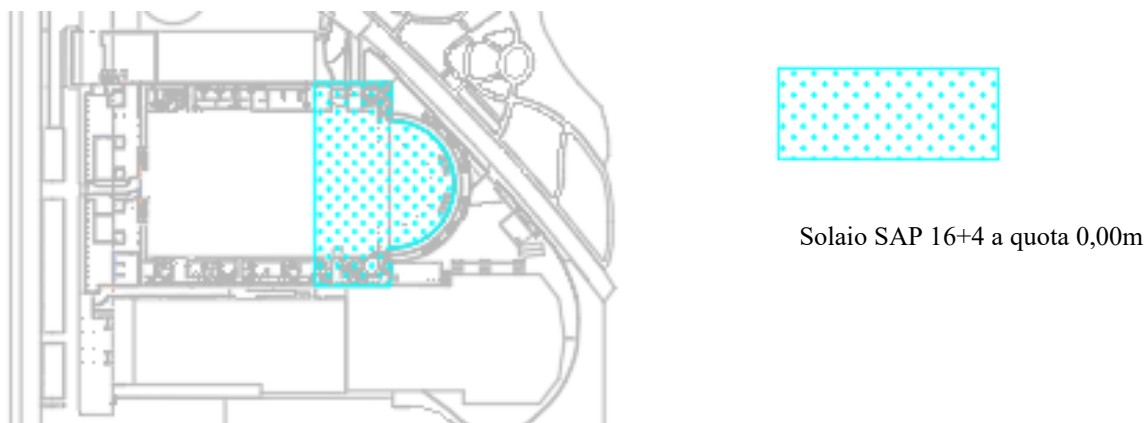


Figura 29: Orizzontamenti di calpestio Padiglione 2 a quota 0,00m.

Tabella 15: Carichi permanenti padiglione 2 a quota 0,00m.

Solaio a quota 0.00 m							
PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
massetto	1	1.00	1.00	0.070	20.00	<b>1.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
pavimento	1	1.00	1.00	0.030	27.00	<b>0.81</b>	kN/m <sup>2</sup>
intonaco all'intradosso	1	1.00	1.00	0.015	20.00	<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>2.51</b> kN/m <sup>2</sup>

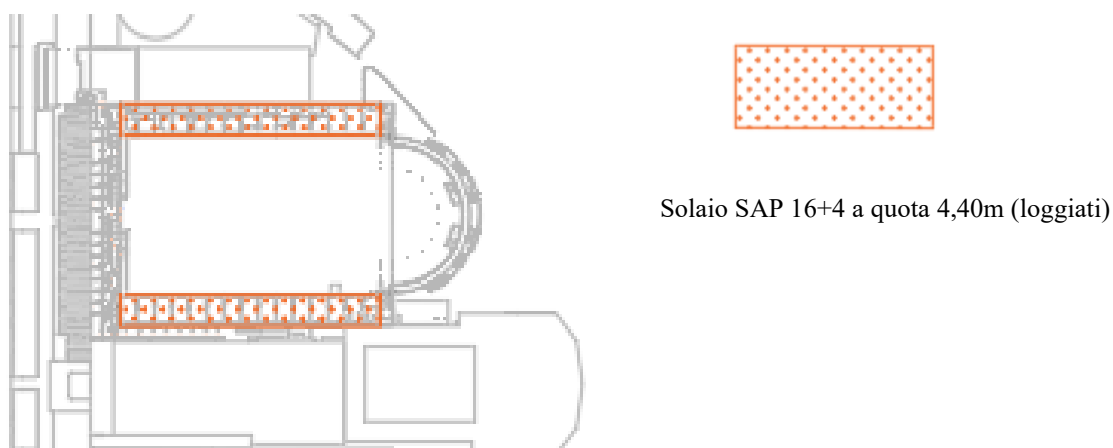


Figura 30: Orizzontamenti di calpestio Padiglione 2 a quota 4,40m.

Tabella 16: Carichi permanenti padiglione 2 a quota 4,40m.

Solaio a quota 4.40 m (loggiate)							
PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
massetto	1	1.00	1.00	0.070	20.00	<b>1.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
pavimento	1	1.00	1.00	0.030	27.00	<b>0.81</b>	kN/m <sup>2</sup>
intonaco all'intradosso	1	1.00	1.00	0.015	20.00	<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>2.51</b> kN/m <sup>2</sup>

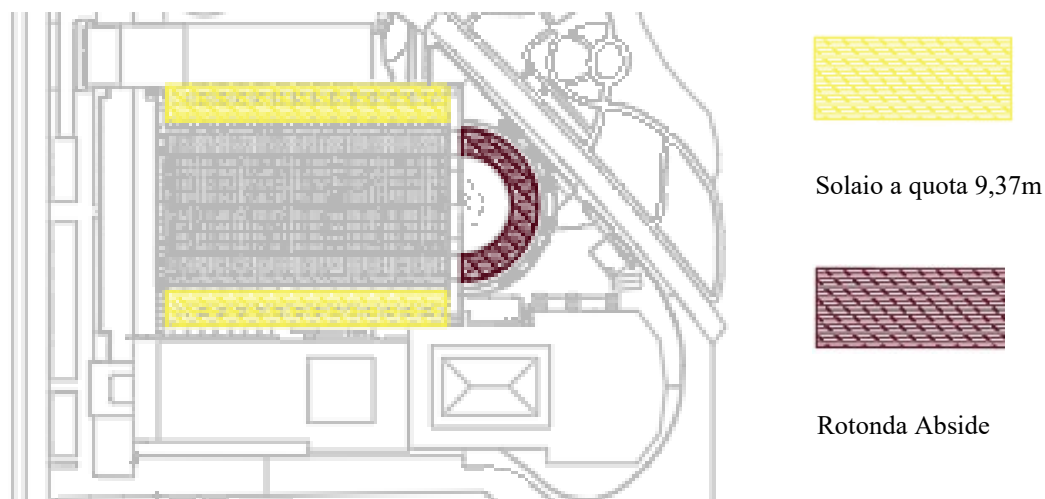


Figura 31: Orizzontamenti di calpestio Padiglione 2 a quota 9,37m.

Tabella 17: Carichi permanenti padiglione 2 a quota 9,370 m.

Solaio a quota 9.37 m							
PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
guaina	1	-	-	-	-	<b>0.40</b>	kN/m <sup>2</sup>
cartongesso	1	1.00	1.00	0.015	20.00	<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>0.70</b> kN/m <sup>2</sup>

Tabella 18: Carichi permanenti padiglione 2 rotonda abside.

Rotonda Abside							
PERMANENTI NON STRUTT. (G2)	P.U.	lx [m]	ly [m]	lz [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tot	
Guaina	-	-	-	-	-	0.40	kN/m <sup>2</sup>
cartongesso	1	1.00	1.00	0.015	20.00	0.30	kN/m <sup>2</sup>
						<b>G<sub>2k</sub></b>	<b>0.70 kN/m<sup>2</sup></b>

### 5.2.2 Carichi variabili




Per quanto concerne le azioni variabili, nello stato di fatto si è considerato per la manica Sottsass - padiglione 2b un sovraccarico variabile = 2.00 kN/m<sup>2</sup>,  $\Psi_2 = 0.80$ , considerando la destinazione d'uso di uffici non aperti al pubblico.

Per il padiglione 1 – (sede attuale UniTo), è stata considerata una destinazione d'uso quella di cat. C con aree con tavoli, quali scuole, caffè, sale per banchetti lettura e ricevimenti.

Nello stato di fatto del padiglione 2 – salone Nervi, si è assunto come carico variabile, il carico ottenuto sottraendo al carico assunto da Nervi per il progetto (10 kN/m<sup>2</sup>) il valore dei carichi permanenti strutturali valutati nel paragrafo precedente (2.51 kN/m<sup>2</sup>), ottenendo carico “utile” con valore di 7.49 kN/m<sup>2</sup>.

La dislocazione di detti carichi nello stato di fatto (SdF) viene riportata in Tabella 19 e figure seguenti; a seguire con la medesima rappresentazione i carichi nello stato di progetto (SdP). Nelle rappresentazioni vengono rappresentati i soli carichi sulle strutture, che trovano riscontro nel modello, non vengono rappresentati invece carichi gravanti su piena terra. Per eventuali esigenze di calcolo di dettaglio in fase esecutiva, sono da considerarsi uguali per analogia a quelli presenti al medesimo livello, salvo adeguate motivazioni.

Tabella 19: Carichi caratteristici e coefficienti delle azioni SdF.

	Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Psi_2$ [-]
	B	Cat B1 Uffici non aperti al pubblico	2.00	0.30
	C	Cat.C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3.00	0.60
	-	Sovraccarico Nervi	7.49	-

- Cat B1 Uffici non aperti al pubblico

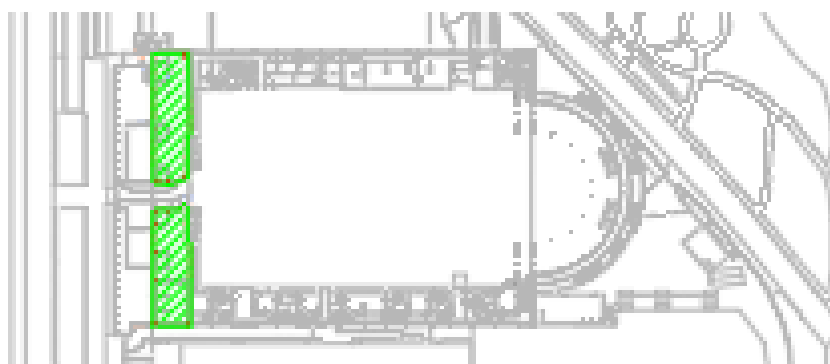


Figura 32: Individuazioni carico Cat B1.

- Cat.C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento

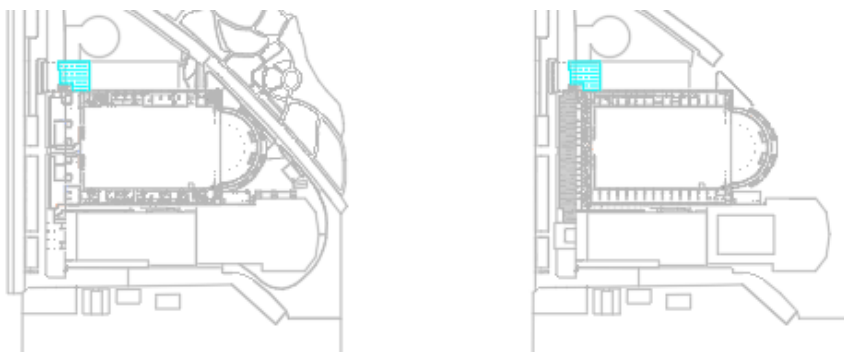


Figura 33: Individuazioni carico Cat C1.

- Sovraccarico “utile” da progetto Nervi

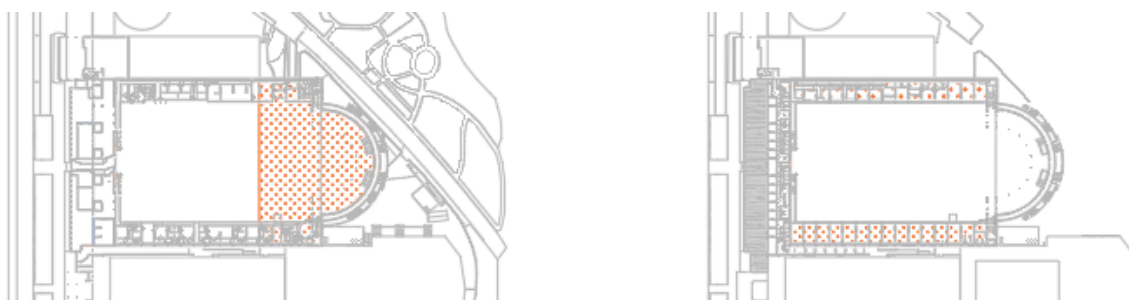



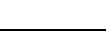
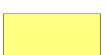

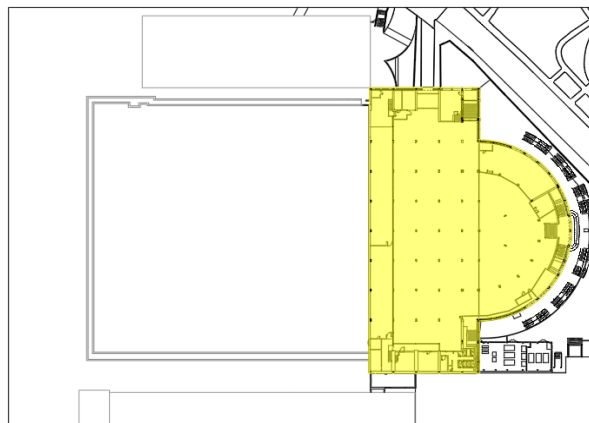


Figura 34: Individuazioni carico “utile” Nervi.

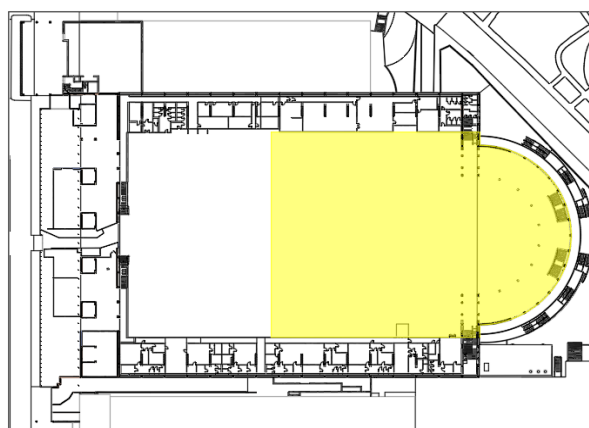
Tabella 20: Carichi caratteristici e coefficienti delle azioni SdP.

	Categoria	Ambienti	qk [KN/m <sup>2</sup> ]	Ψ <sub>2</sub> [-]
	B	B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	0,3
	C	C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento.	3,00	0,6
	C	C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	0,6
	E	E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	6,00	0,8
	Meteo	Carico neve	1,54	0
	Meteo	Carico neve su Padiglione 1	1,54	0



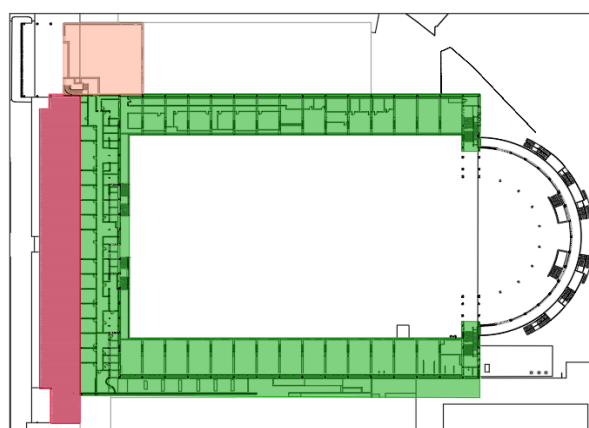
K-Plan carichi: Pianta Piano Interrato  
quota - 5,38m

Figura 35: Zona di applicazione dei carichi SdP – Piano interrato.



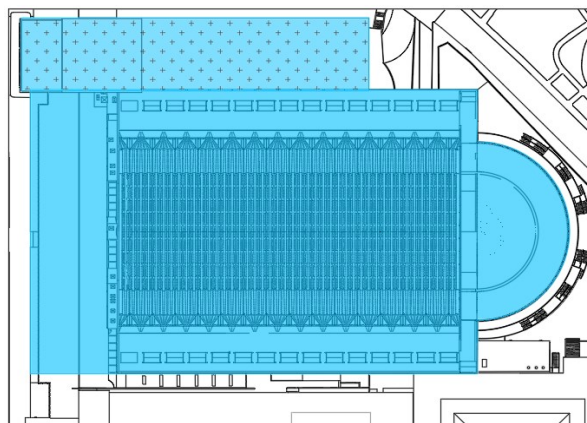
K-Plan carichi: Pianta Piano Terra  
quota + 0,46 m

Figura 36: Zona di applicazione dei carichi SdP – Piano terra.



K-Plan carichi: Pianta Piano Primo  
quota + 4,86

Figura 37: Zona di applicazione dei carichi SdP – Piano primo/balconate interne.



K-Plan: Pianta Piano Copertura

Figura 38: Zona di applicazione dei carichi SdP – Piano coperture.

Le azioni variabili sui sottotetti e le coperture, cat H, (accessibili per sola manutenzione, ovvero  $\Psi_2 = 0,00$ ) non sono considerati, perché inferiori al carico neve applicato, di cui al punto seguente, e ai fini del calcolo delle masse sismiche.

### 5.2.3 Carico neve

Il carico neve è stato calcolato secondo quanto indicato al §3.4 delle NTC ed è stato applicato a tutti i solai di copertura.

- Località: Torino
- Altitudine: hs.l.m. = 230 mslm > 200 m slm
- $q_{sk} = 1.39 * [1 + (230/728)^2] = 1.54 \text{ kN/m}^2$

Il carico neve sulla copertura, avente inclinazione fino a  $30^\circ$  ( $\mu = 0.80$ ), si considera uniformemente distribuito con valore pari a:

- $q_s = \mu q_{sk} c_E c_t = 0.80 \times 1.54 \times 1.0 \times 1.0 = 1.22 \text{ kN/m}^2$

### 5.2.4 Carico vento

L'azione del vento è stata calcolata secondo quanto indicato al §3.2 del CNR-DT 207 R1/2018.

dove:

- $q_r$ : pressione cinetica di riferimento
- $c_e$ : coefficiente di esposizione
- $c_p$ : coefficiente di forma
- $c_d$ : coefficiente dinamico

#### 5.2.4.1 Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

- $\rho$ : densità dell'aria ( $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ )
- $v_b$ : è il valore caratteristico della velocità di riferimento del vento per un periodo di ritorno di 50 anni
- $v_b = v_{b,0} * c_a$
- $c_a$ : è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:



$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$  sono dati dalla tabella 3.3.I del D.M. 17.01.2018 in funzione della zona ove sorge la costruzione.
- $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito dove sorge la costruzione.

Tabella 21: Valori dei parametri per la località di Torino.

Località	Zona	$a_s$ (m)	$v_{b,0}$ (m/s)	$a_0$ (m)	$k_s$ (-)	$v_b$ (m/s)	$T_R$ (anni)	$c_r$ (-)	$v_r$ (m/s)	$q_r$ (N/m <sup>2</sup> )
Torino	1	230	25	1000	0,40	25	50	1,00	25	391

#### 5.2.4.2 Coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

- $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati dalla tabella 3.3.II del suddetto D.M. in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.
- $c_t$  è il coefficiente di topografia. Esso è posto di regola pari ad 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose, montane. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia può essere valutato con analisi più approfondite.
- $z$  è l'altezza della costruzione

Classe di rugosità del terreno: "C" Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni, ....); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.

Categoria di esposizione del sito: "III"

Tabella 22: Valori dei parametri per la categoria di esposizione del sito.

Categoria	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]	$C_t$	$C_e$
III	0,20	0,10	5,00	1,0	1,0

#### 5.2.4.3 Coefficiente di forma

La copertura è a padiglione, simmetrica sui quattro lati, con inclinazione di circa 28°

- Falda sopravvento:  $C_{pe+} = +0.4$        $C_{pe-} = -0.5$
- Falda sottovento:  $C_{pe} = -0.4$
- Pressione interna:  $C_{pi+} = +0.2$        $C_{pi-} = -0.3$

Nel codice di calcolo MidasGen 2022 l'azione del vento è implementata secondo la trattazione dell'UNI EN 1990-1 Eurocodice 1, equivalente alle istruzioni CNR-DT 207 R1/2018. L'unica differenza tra le due trattazioni riguarda le "categorie di esposizione": l'Eurocodice riporta una classificazione da 0 a IV rispetto alla CNR che le classifica da I a V, con le medesime caratteristiche, l'equivalenza è quindi:

UNI EN 1990-1	CNR DT 207
0	I
I	II
II	III
III	IV
IV	V

In Figura 32 è riportato il riassunto dei parametri considerati dal programma di calcolo.

WIND LOADS BASED ON EUROCODE-1 (2005)		[UNIT: kN, m]
Scaled Wind Force	: F	= ScaleFactor * Fw
Resultant Wind Force	: Fw	= Fw,e + Ffr
External Force	: Fw,e	= Pf * Aref
Frictional Force	: Ffr	= Pfr * Afr
Net Wind Pressure Across a Surface	: Pf	= CsCd * (We_front - We_rear) * Lack
Frictional Wind Pressure in Side Wall	: Pfr	= Cfr * Qp
External Wind Pressure	: We	= Qp * Cpe
Exposure Factor	: Ce	= Qp / Qb
Peak Velocity Pressure	: Qp	= 0.5 * (1 + 7 * Iv) * rho * Vm * Vm
Basic Velocity Pressure	: Qb	= 0.5 * rho * Vb * Vb
Turbulence Intensity	: Iv	= Kl / (Co * ln(Z / Zo))
Mean Wind Velocity [m/sec]	: Vm	= Cr * Co * Vb
Basic Wind Velocity [m/sec]	: Vb	= Cdir * Cseason * Vb,o
Roughness Factor	: Cr	= Kr * ln(Z / Zo)
Air Density [kg / m^3]	: rho	= 1.25
Terrain Category	: II	
Friction Coefficient	: Cfr	= 0.00
Fundamental Basic Wind Velocity [m/sec]	: Vb,o	= 25.00
Directional Factor	: Cdir	= 1.00
Seasonal Factor	: Cseason	= 1.00
Turbulence Factor	: Kl	= 1.00
Building Height	: h	= 20.49
Reference Bldg. Width X for Reference Height	: Bx	= 27.98
Reference Bldg. Width Y for Reference Height	: By	= 12.05
External Pressure Coefficients	: Automatic	
Lack of Correlation Factor	: Automatic	
Structural Factor	: CsCd	= 1.00
Orographic Effects	: Do not consider	
Effects of Neighbouring High-rise Structures	: Do not consider	
Raising of Displacement Height	: Do not consider	
Basic Wind Velocity [m/sec]	: Vb	= 25.00
Basic Velocity Pressure	: Qb	= 0.3910
Terrain Factor	: Kr	= 0.1900
Roughness Length	: Zo	= 0.050
Minimum Height	: Zmin	= 2.00
Maximum Height	: Zmax	= 200.00

Figura 39: Riassunto dei parametri utilizzati dal programma di calcolo per l'individuazione dell'azione del vento.

## 6 Metodi di analisi e codici di elaborazione

Si sono previste due tipologie di analisi:

- Analisi statica lineare con struttura soggetta ai carichi gravitazionali (secondo le combinazioni previste da NTC2018).
- Analisi lineare multimodale con spettro di risposta (secondo le combinazioni previste da NTC2018).

Per quanto riguarda l'analisi statica il fine è stato quello di ottenere il campo di spostamenti, mediante inversione della matrice di rigidezza, attraverso il quale calcolare le Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) di progetto con le quali effettuare le verifiche strutturali.

Per quanto riguarda l'analisi multimodale il fine è stato quello di ottenere il campo di spostamenti massimo, mediante disaccoppiamento modale, attraverso il quale calcolare le Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) di progetto (stima dei massimi) con le quali effettuare le verifiche strutturali. In questo caso, ai fini della valutazione della sicurezza sismica degli edifici in calcestruzzo, la Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC18) prevede che è possibile seguire un approccio lineare (analisi multimodale con spettro di risposta), con il quale è possibile riprodurre le azioni sismiche mediante l'uso di oscillatori equivalenti a un grado di libertà, e senza dover effettuare ipotesi sul comportamento non lineare del materiale. La normativa suddivide l'analisi nei seguenti punti:

- Determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi autovalori),
- Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- Combinazione degli effetti.

Noti, dunque, i modi di vibrare intesi come autovalori e autovettori ottenuti dalle matrici di massa e rigidezza, i fattori di partecipazione modale, e gli spettri di progetto è possibile effettuare la combinazione dei modi.

Al Capitolo 8 sezione 8.5.5. le NTC recitano:

*[..] I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto di seguito precisato. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di  $\gamma_G$  adeguatamente motivati. Nei casi per i quali è previsto l'adeguamento, i valori di calcolo delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma [..].*

Secondo normativa quindi, la determinazione delle azioni per strutture esistenti può essere ricondotta al caso delle nuove costruzioni. A tal proposito, al Capitolo 7 sezione 7.3.3.1., la normativa prevede di considerare un numero di modi per l'analisi modale come di seguito:

*[..] Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. [..]*

Definiti i modi significativi per l'analisi, è possibile combinare gli effetti di ogni modo con opportune combinazioni statistiche che tengano in considerazione la non contemporaneità del raggiungimento dei massimi spostamenti modali. Ciò è riportato alla sezione 7.3.3.1. dove per la determinazione dei singoli effetti si prescrive l'utilizzo di una Combinazione Quadratica Completa (CQC). Indicando con  $E$  il generico effetto combinato, è possibile scrivere la CQC come:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j}$$

Nella quale  $E_i$  ed  $E_j$  sono gli effetti relativi al generico modo  $i$  e al generico modo  $j$ .

Per tenere in conto gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa, la normativa prevede l'aggiunta di momenti torcenti statici, valutati a partire dai valori di forza calcolati ad ogni piano secondo le relazioni della sezione 7.3.3.2. della normativa (Analisi Lineare Statica). Il braccio di tali forze dal centro di massa sarà pari a +5% della lunghezza dell'edificio in ogni direzione in pianta (X e Y). Tale effetto dovrà poi essere sommato all'effetto derivante dai carichi statici verticali.

Agli effetti derivanti dall'analisi statica (sommata a quelli dei torcenti statici) bisognerà combinare gli effetti dinamici derivanti dall'analisi modale. Questi effetti possono essere dovuti ad azioni dinamiche orizzontali (componente +-X e componente +-Y) e verticali (componente +-Z).

La risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto si può prendere in conto seguendo quanto descritto nella sezione 7.3.5. della normativa:

*[..] Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:*

$$1,00E_x + 0,30E_y + 0,30E_z \tag{7.3.15}$$

*con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1). [..].*

Quindi l'analisi multimodale potrà essere condotta separatamente per le diverse direzioni, e solo in seguito, gli effetti combinati con la CQC, dovranno essere permutati come da Equazione (7.3.15.) delle NTC08. Alla sezione 7.2.1. si riportano invece le casistiche per cui è necessario considerare l'azione sismica verticale. Con più precisione l'azione verticale *[..] deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi*

*a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4 [..].*

In fine in 3.2.5 vengono descritti i metodi per la presa in conto della variabilità spaziale del moto.

*[..] In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi [..]*

Dove con spostamenti relativi si intende lo spostamento differenziale fra i punti in cui la struttura si connette al terreno. In aggiunta, la normativa recita:

*[..] Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe [..]*

e dunque in ogni caso, gli effetti della variabilità spaziale del moto possono essere presi in conto solamente se è nota la distribuzione della tipologia del suolo lungo lo sviluppo totale della struttura.

## 6.1 Stato di fatto

Per la modellazione delle strutture di nuova costruzione si è utilizzato il codice di calcolo MidasGen 2022 (v2.1) prodotto da MIDAS Information Technology Co., Ltd.

Trattandosi di elementi secondari interni all'edificio principale o a corpi indipendenti, i calcoli sono condotti con l'analisi statica lineare. Per le azioni orizzontali si considera cautelativamente un comportamento non dissipativo, fattore di struttura pari a 1,0, applicando ai piani il fattore spettrale calcolato per gli elementi secondari (par. 7.2.3 delle NTC e C7.2.3 della Circolare).

I dimensionamenti e le verifiche sono svolti, oltre che con il software citato, con programmi di elaborazione automatica di provata affidabilità (Gelfi e fogli elettronici), per un raffronto e una validazione delle verifiche condotte. Il software MidasGen impiegato nell'analisi è fornito di esauriente documentazione sull'inquadramento teorico e sull'impostazione generale degli algoritmi impiegati. È altresì accompagnato da casi prova che hanno consentito di effettuare controlli sull'affidabilità del codice.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti schematizzando la struttura con elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale.

Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z).

La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$F = K u$$

dove: K = matrice di rigidezza

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale e orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo TRUSS (biella)
- Elemento tipo BEAM (trave)
- Elemento tipo MEMBRANE (membrana)
- Elemento tipo PLATE (piastra-guscio)
- Elemento tipo BOUNDARY (molla)
- Elemento tipo STIFFNESS (matrice di rigidezza)

## 6.1.1 Descrizione del modello

### 6.1.1.1 Padiglione 2

Il modello FEM realizzato ha preso spunto dal modello contenuto nel documento redatto dal DISEG nell'ambito delle "Valutazioni strutturali e sismiche preliminare" (2021) per poter comparare i risultati e avere così un ulteriore elemento di raffronto con cui validare il modello.

Il modello MIDAS è stato realizzato suddividendo la struttura in componenti strutturali aventi uniformi caratteristiche meccaniche e geometriche, utilizzando prevalentemente elementi monodimensionali (elementi trave - *beam* o biella - *truss*). Gli elementi finiti sono caratterizzati da avere 2 nodi e 6 gradi di libertà al nodo, e implementano la deformabilità al taglio. Ogni elemento strutturale è stato suddiviso in 4 elementi finiti in media, con espansione analitica dei risultati. L'equazione costitutiva utilizzata è quella elastica lineare con 3 parametri meccanici che descrivono completamente il comportamento statico e dinamico del padiglione (modulo di Young, coefficiente di Poisson e densità). Alcuni elementi bidimensionali (elementi piastra - *plate*) sono stati utilizzati per simulare, in prima approssimazione con elementi a quattro nodi, la rigidità dei solai della manica Sottsass e la parte in getto pieno del centro dell'abside del solaio di piano terra.

Le dimensioni geometriche delle sezioni *beam*, in ragione dell'utilizzo di soli elementi monodimensionali, non sono quelle reali, ma garantiscono le uguaglianze delle inerzie flessionali e della massa totale dei singoli componenti, al fine di avere una corretta stima delle azioni, e mantenere allo stesso tempo una certa semplicità del modello e un certo controllo dei risultati. Il modello, per quanto efficiente da un punto di vista computazionale, considera aspetti rilevati durante la ricerca storica della documentazione, test in situ e sopralluoghi (come, ad esempio, la distinzione dei materiali tra la parte vecchia e nuova del padiglione, il quale è stato soggetto ad ampliamento). Le pareti di tamponamento sono state considerate come bielle equivalenti mediante l'utilizzo del metodo "Stafford-Smith". In Figura 40 sono riportate le principali differenze del modello MIDAS rispetto a quello contenuto nel documento redatto dal DISEG nell'ambito delle "Valutazioni strutturali e sismiche preliminare" (2021), le quali sono discusse nel corso della presente sezione. Si noti in Figura 42: Schema vincoli esterni. il nuovo schema di vincoli esterni (alla base).

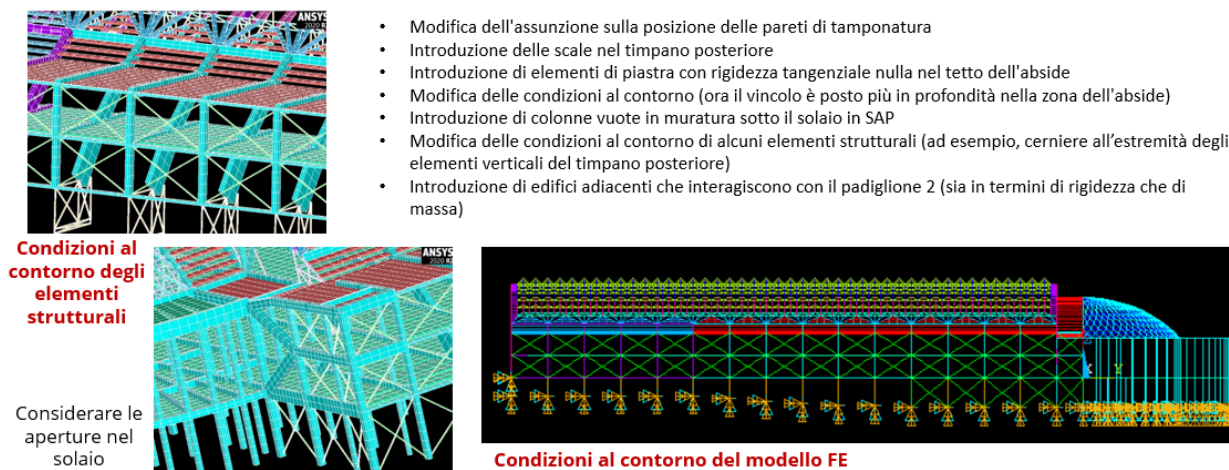


Figura 40: Principali differenze fra modello MIDAS e ANSYS.

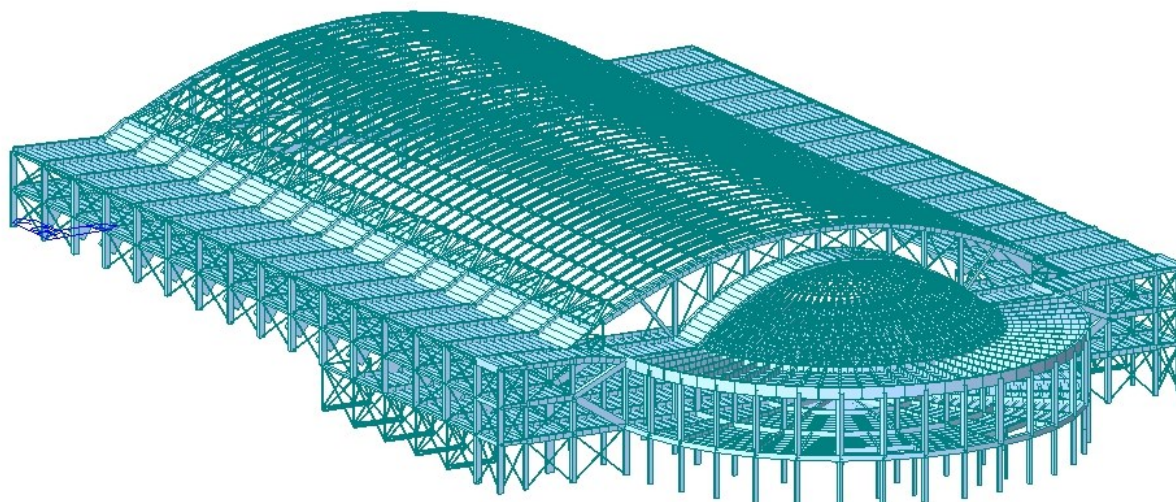


Figura 41: Schema padiglione B.

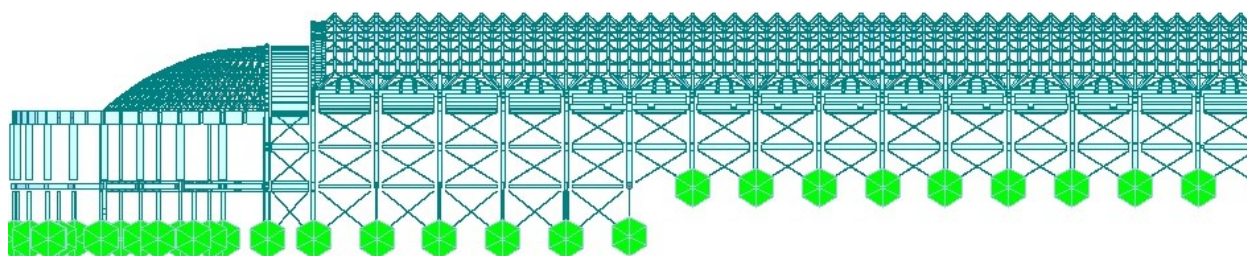


Figura 42: Schema vincoli esterni.

In Figura 43 è rappresentato lo schema del solaio a quota 0,00m. Le porzioni di soletta radiale al centro dell'abside, costituite da una soletta piena gettata in opera dello spessore di 12 cm, sono state modellate mediante elementi *plate* con il medesimo spessore. Le travi principali (linea tratteggiata rossa) sono state modellate con la stessa sezione delle travi reali. Alle travi secondarie, sulle quali sono posate le coppelle prefabbricate in ferrocemento con getto integrativo (spessore massimo 16 cm, minimo 7cm) è stata assegnata una sezione equivalente in massa e per inerzia, in modo tale che la massa del solaio reale sia uguale a quella del modello e che l'inerzia della sezione equivalente sia congruente con la sezione effettiva.

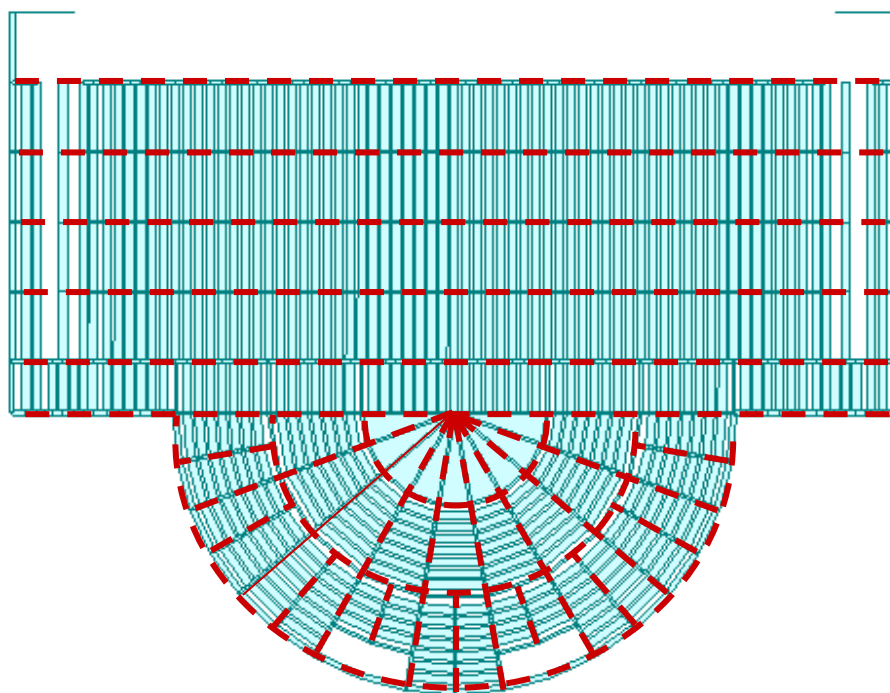


Figura 43: Schema solaio quota 0,00 m.

In Figura 44 è rappresentato il modello del solaio in corrispondenza della rotonda dell’Abside, costituito da una soletta piena di 7 cm modellata attraverso una plate in cls dello stesso spessore.

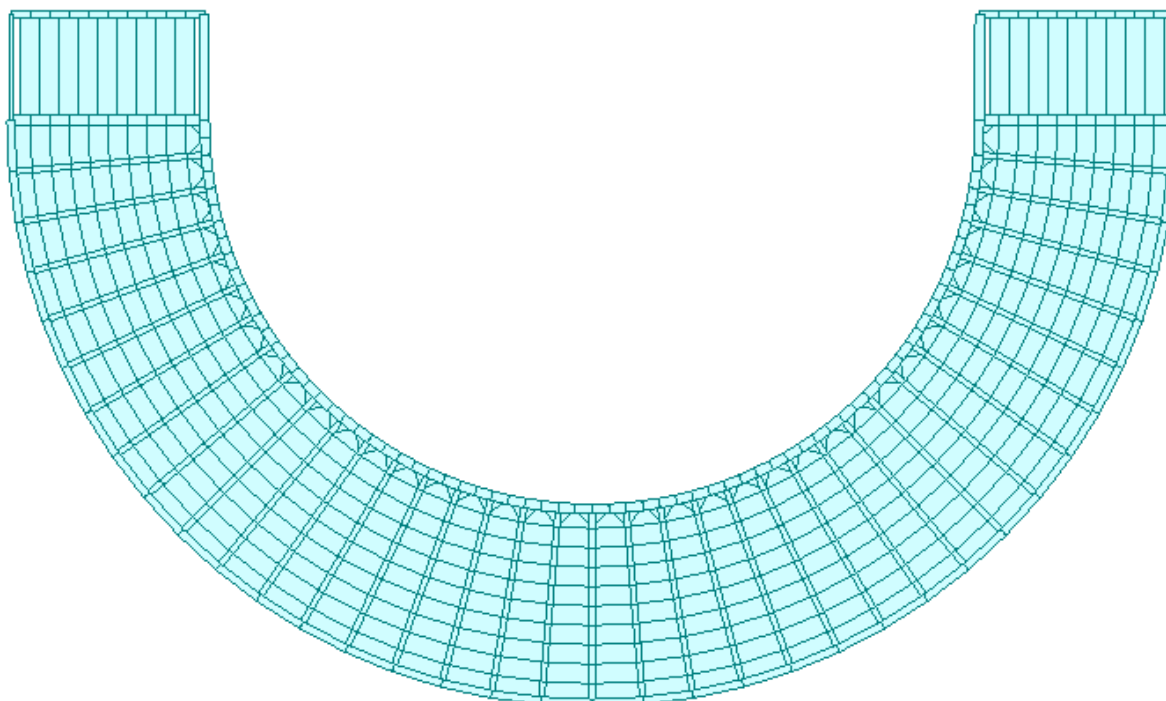


Figura 44: Schema solaio rotonda Abside.

Nella figura sottostante sono raffigurati degli svincoli interni per rappresentare il collegamento a biella dei pilastri del telaio del timpano rispetto alle travi ad arco, tra le quali sono collocati, al fine di considerare che i

ferri presenti (4Ø16) in detti pilastri non hanno una sezione e un ancoraggio sufficiente per garantire il comportamento di incastro perfetto nei nodi.

Nella figura sottostante sono altresì visibili anche i pilastri in muratura presenti nel colonnato del piano terra, aggiunti dopo la realizzazione dei cementi armati come dimostrato dalla documentazione fotografica reperita, anch'essi svincolati all'estremità e simulati come elementi biella, soggetti a soli carichi verticali per azioni statiche.

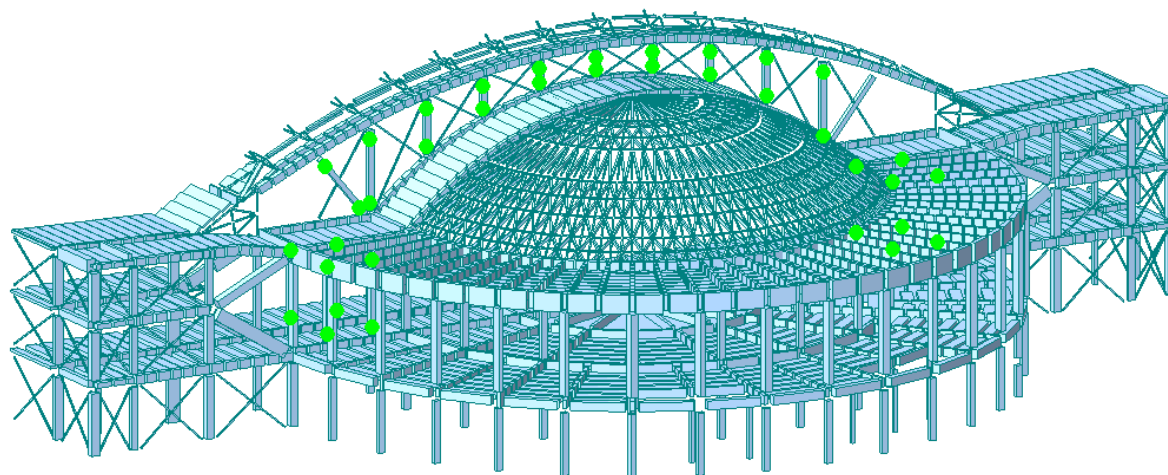


Figura 45: Schema vincoli interni (Beam and release) zona abside.

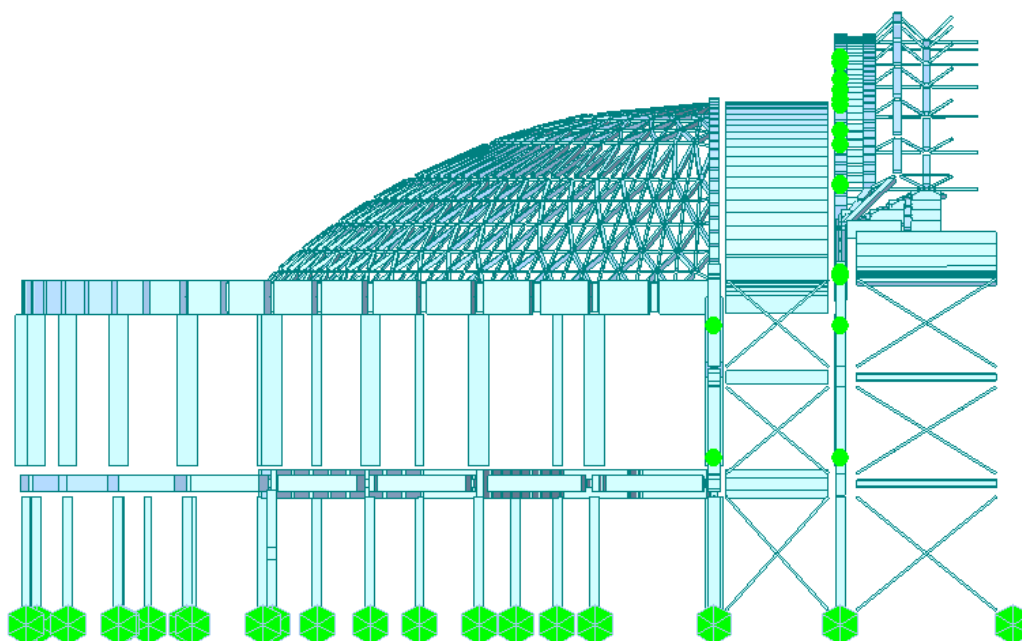


Figura 46: Schema vincoli esterni e interni – dettaglio zona Abside.



### 6.1.1.1.1 Rappresentazione dei carichi inseriti nel modello

Di seguito sono riportati gli schemi più rilevanti dei carichi inseriti nel modello.

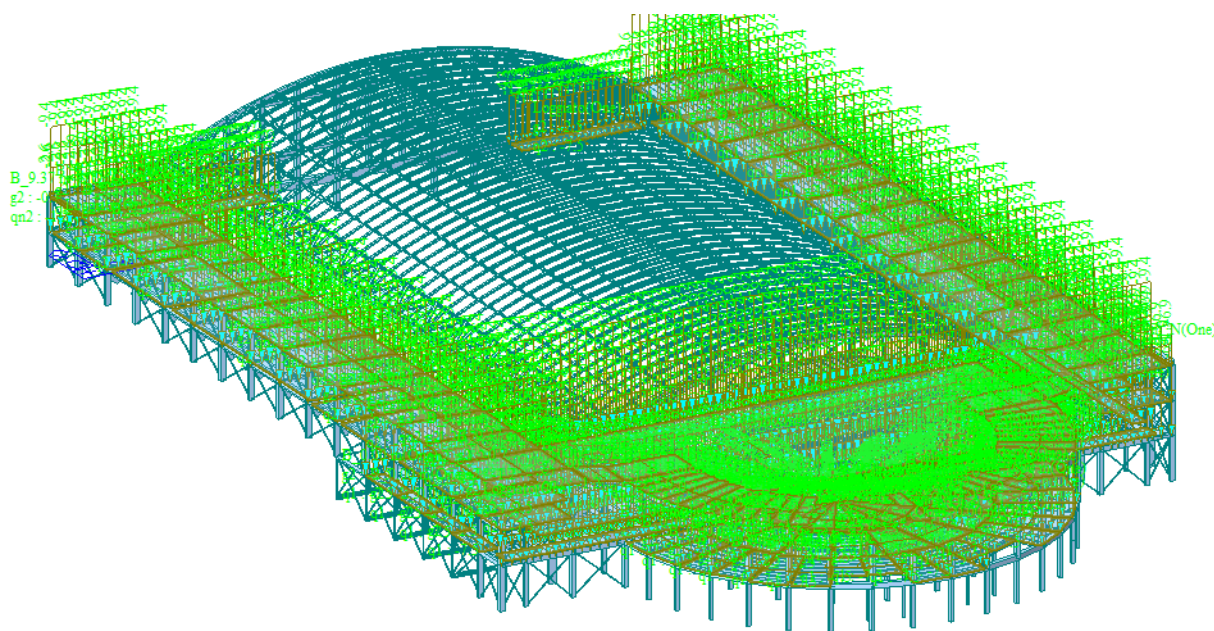


Figura 47: Carichi G2 perm. non strutturale.

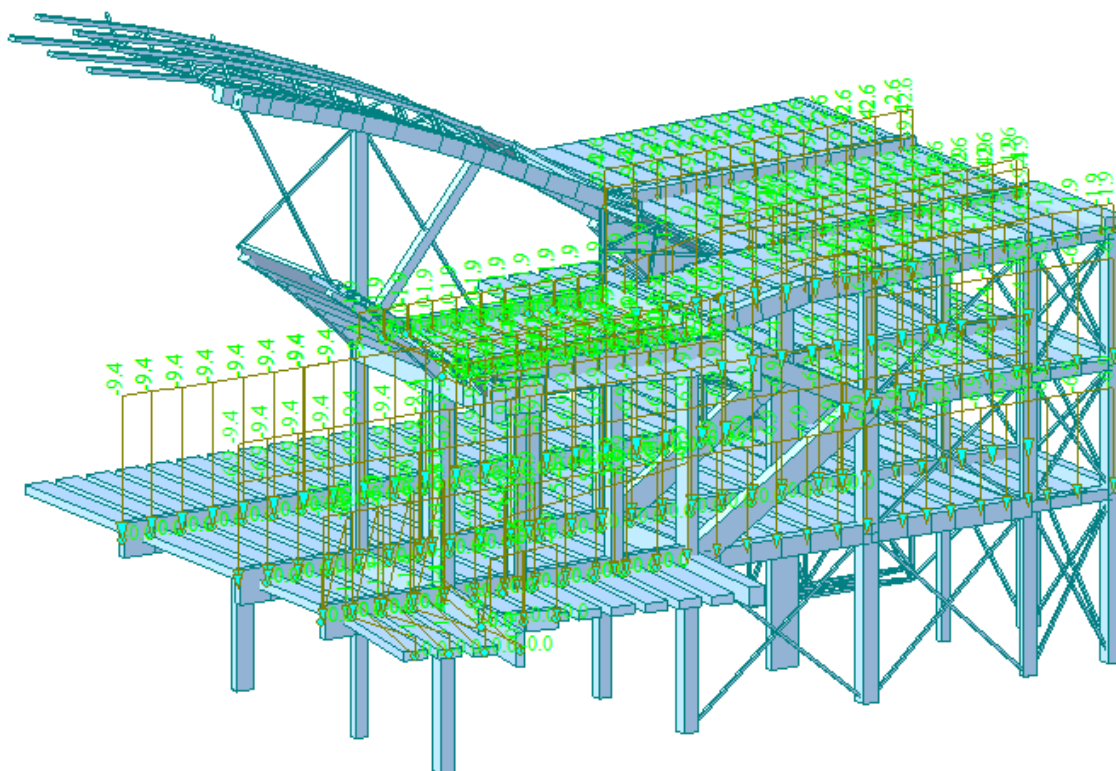


Figura 48: Carichi G2 perm. non strutturale Dettaglio.



6.1.1.1.2 Verifica di congruenza dei carichi inseriti

Per validare il modello si è proceduto a verificare l'ordine di grandezza della reazione vincolare per carichi gravitazionali, alla base di uno dei pilastri, ricavata dal modello FEM e dedotta dall'analisi dei carichi per l'area di incidenza corrispondente.

I valori della risultante dei carichi, originali del progetto Nervi, inseriti per il nodo alla base del pilastro sono riassunti nella tabella seguente per caso di carico.

Tabella 23: Carichi per il nodo alla base del pilastro.

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
1626	g1	-9.093968	5.888182	418.261267	-1.806794	-67.163219	-0.486843
3004	g1	1058.855222	1.926421	1868.974772	-6.314434	-2375.172333	3.129965
1626	g2	-3.297382	1.185159	80.192706	-0.397781	-28.482384	-0.159437
3004	g2	-11.465234	0.347133	221.942148	-0.976193	-993.520252	0.084293
1626	q1	0.066339	-2.717541	0.229687	0.861846	0.283068	-0.036353
3004	q1	1.001465	-0.558935	-0.130562	2.010928	7.032868	-1.225792
1626	q2	2.122653	8.417502	168.271877	-2.774196	-49.353319	-0.186727
3004	q2	-36.844533	2.645867	535.466568	-7.877421	-2254.107152	3.99813
<b>SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT</b>							
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
	g1+g2+q1+q2	1001.344562	17.133788	3293.208463			

Si riporta di seguito uno screen del pilastro modellato mediante il codice di calcolo MidasGen 2022, per identificare i riferimenti dei nodi, di cui alla tabella sopra riportata. La reazione vincolare complessiva è la somma dei due nodi 1626 e 3004.

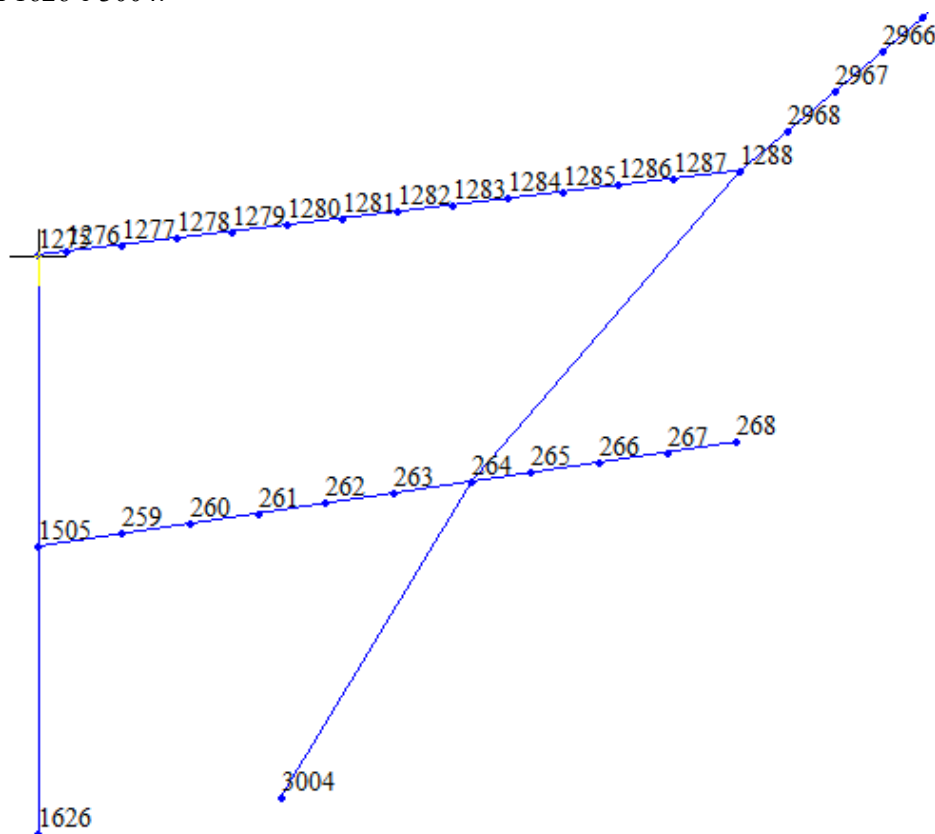


Figura 51: Modello Pilastro.

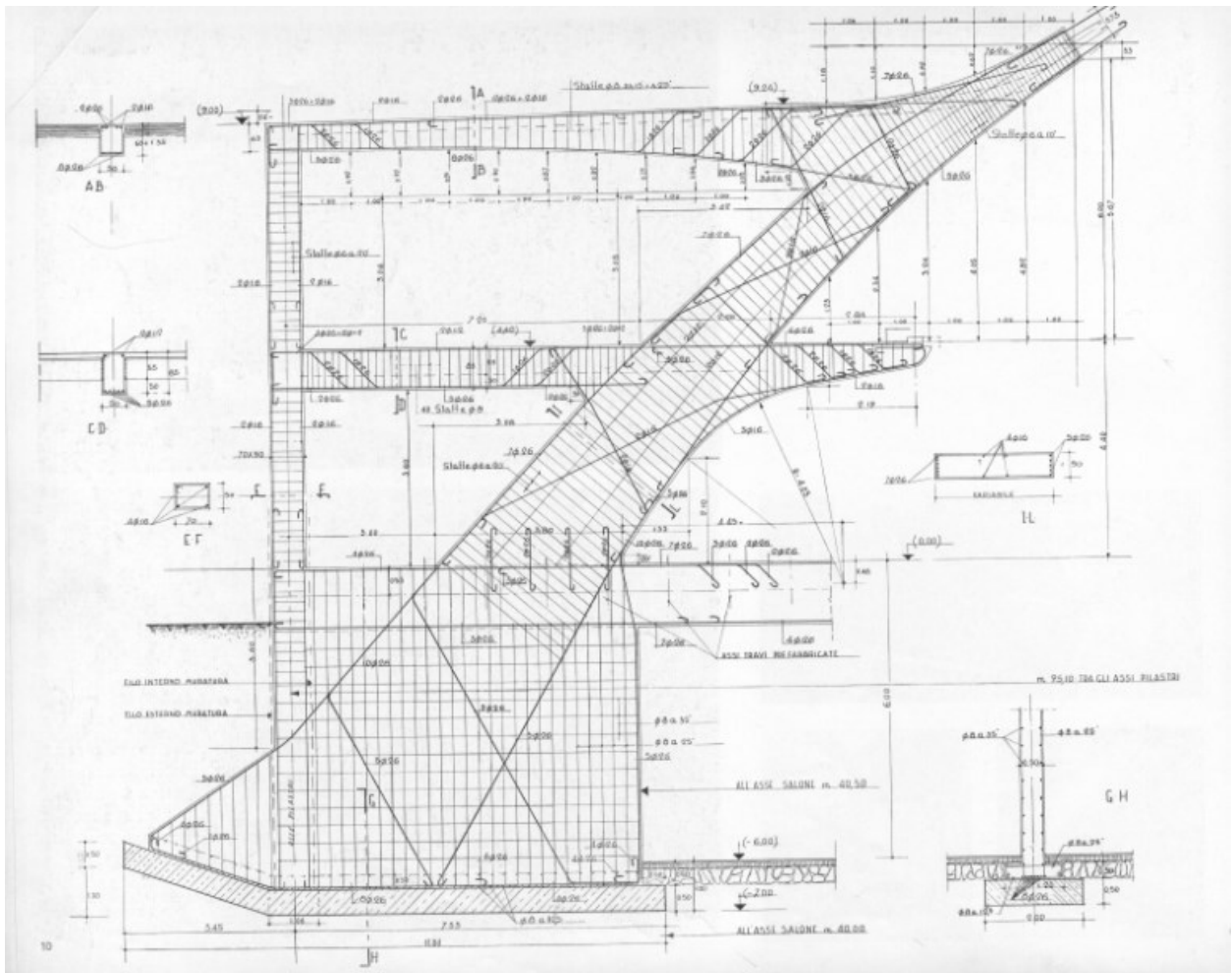


Figura 52: Sezione Pilastro-ne.

CONTROLLO DEI CARICHI INSERITI

L 2699 TO-ESPO -- CARICHI IN FONDAZIONE SU UN PILASTRONE TIPO				Carichi To2006																													
ARCONCONE				vedere "mezza" sct. trasversale tipo		b		h		S (mm <sup>2</sup> )		Øeq (mm)		Øeff (mm)		sestoso (mm)		peso (kg/m)		isolante		densità		peso (kg/m)		totale							
tona				sup (cm <sup>2</sup> )		L (m)		p.s (kN/m <sup>2</sup> )		Peso (kN)		450		550		247500		561.50		550		0.6		8.14		30		48		2.62		10.77	
A1				290		4.61		25		3.19		450		500		225000		535.37		550		0.6		8.14		30		48		2.62		10.77	
A2				287		4.40		25		3.16		450		400		180000		478.85		500		0.6		7.40		30		48		2.40		9.80	
A3				413		0.80		25		0.83		450		300		135000		414.70		450		0.6		6.66		30		48		2.17		8.83	
A3 vetro				52.8		3.60		25		0.48		450		250		112500		378.57		400		0.6		5.92		30		48		1.94		7.87	
A4				225		4.40		25		2.48																							
A5				203		4.40		25		2.23																							
A6				6260		0.04		25		1.25																							
conco 1/2 conco				W/2 =		13.61		kN																									
conco "tipo" lungo=4,4m				W =		27.22		kN																									
In proiezione orizzontale				l =		2.50		m																									
lunghezza conco				L =		4.40		m																									
pp =				2.47		kN/m <sup>2</sup>																											
lunghezza arco				68.00		m																											
lunghezza corda				64.70		m																											
pp_or				2.60		kN/m <sup>2</sup>																											
solo "cassero=onda prefabbricata in ferro-cemento"				peso		16.37		kN																									
pp =				1.49		kN/m <sup>2</sup>																											
assunto previste da Nervi				1.50		kN/m <sup>2</sup>																											
carico neve - coperture sferiche - caso I				1.22		kN/m <sup>2</sup>																											
carico neve - coperture sferiche - caso II				triangolare da 0 a 2.40 e su falda simmetrica con coeff 0.5																													
Copertura laterale				Peso (kN)																													
solaio SAP-204				2.50		kN/m <sup>2</sup>																											
cls				404		25		1.01		kN/m <sup>2</sup>																							
tavelle								0.80		kN/m <sup>2</sup>																							
intonaco				200		20		0.40		kN/m <sup>2</sup>																							
totale				2.21		kN/m <sup>2</sup>																											
carico neve - coperture piane				1.22		kN/m <sup>2</sup>																											
sviluppo trasversale campo di solaio				15.5		m																											
Loggiato				sup (m <sup>2</sup> )		L (m)		p.s (kN/m <sup>2</sup> )		Peso (kN)		l (m)		Peso (kN/m <sup>2</sup> )																			
trave				0.0456		7.50		25		8.55		1.25		0.91																			
solaio sp. medio 14 cm										3.50																							
massetto-pavimento (5+3 cm)										2.01																							
totale				6.42		kN/m <sup>2</sup>																											
carico esercizio				5.00		kN/m <sup>2</sup>		da prova di carichi To2006																									
sviluppo trasversale campo di loggiato				13.6		m																											

Contrafforte	sup lat (m²)	sp (cm)	p.s (kN/m³)	Peso (kN)						
	88	50	25	1'100.00						
quello che i dwg di Nervi indicano come PILASTRONE										
Combinazione G1+G2+ψ02Qi								var% rispetto a [1]		
							R (kN)	3'117.78	-	
[1]	Stima peso in fondazione su singolo arcone Stato di Fatto (Nervi)									
	P_arcone	630.93	kN		Q_arcone		kN			
	P_copertura	303.41	kN		Q_copertura		kN			
	P_loggiato	655.04	kN		Q_loggiato	428.40	kN			
	P_contrafforte	1'100.00	kN							
[2]	Stima peso in fondazione su singolo arcone Stato di Fatto (To2006)									
	P_arcone	684.65	kN		Q_arcone		kN		3'049.11	-2.2%
	P_copertura	303.41	kN		Q_copertura		kN			
	P_loggiato	655.04	kN		Q_loggiato	306.00	kN			
[3]	P_contrafforte	1'100.00	kN							
	Stima peso in fondazione Stato di Progetto									
	P_arcone	723.98	kN		Q_arcone		kN		3'399.86	9.0%
	P_copertura	410.84	kN		Q_copertura		kN			
	P_loggiato	859.04	kN		Q_loggiato	306.00	kN			
	P_contrafforte	1'100.00	kN							

Dal raffronto tra le risultanti calcolate a mano e con il software per i carichi, previsti da progetto del Nervi, c'è uno scostamento di appena il 5%, si ritiene pertanto che, a meno di piccole approssimazioni, i carichi risultano correttamente imputati.

Il raffronto tra le intensità delle risultanti tra il progetto originale e il progetto attuale, con le nuove pavimentazioni e le nuove destinazioni d'uso, risulta del 9,0%. Essendo minore del 10% si conferma l'esclusione di interventi di adeguamento eventualmente conseguenti a incrementi di carico in fondazione.

### 6.1.1.2 Padiglione 2B – Manica Sottsass

Il padiglione 2b, che affaccia su corso Massimo D'Azeglio, è costituito da una serie di telai con scansione A-B-A-B (5,0+10,0m) su due livelli. Nel complesso l'intelaiatura è considerata incastrata al suolo, come il salone 2, e gli elementi verticali sono considerati continui dalla base fino alla sommità dell'edificio.

Trasversalmente la scansione originale costituita da due campate di 4,6m e 10,0m è stata modificata e parzialmente inglobata con l'espansione del Padiglione 2 del 1953 e della seconda campata da 10,0m ne sono rimasti circa 7,60m, collegati al primo livello di trave del nuovo timpano verso c.so Massimo. Le travi presistenti sono state collegate alla nuova struttura per mezzo di una mensola. Nel modello questo collegamento è modellato con una cerniera nel piano verticale.

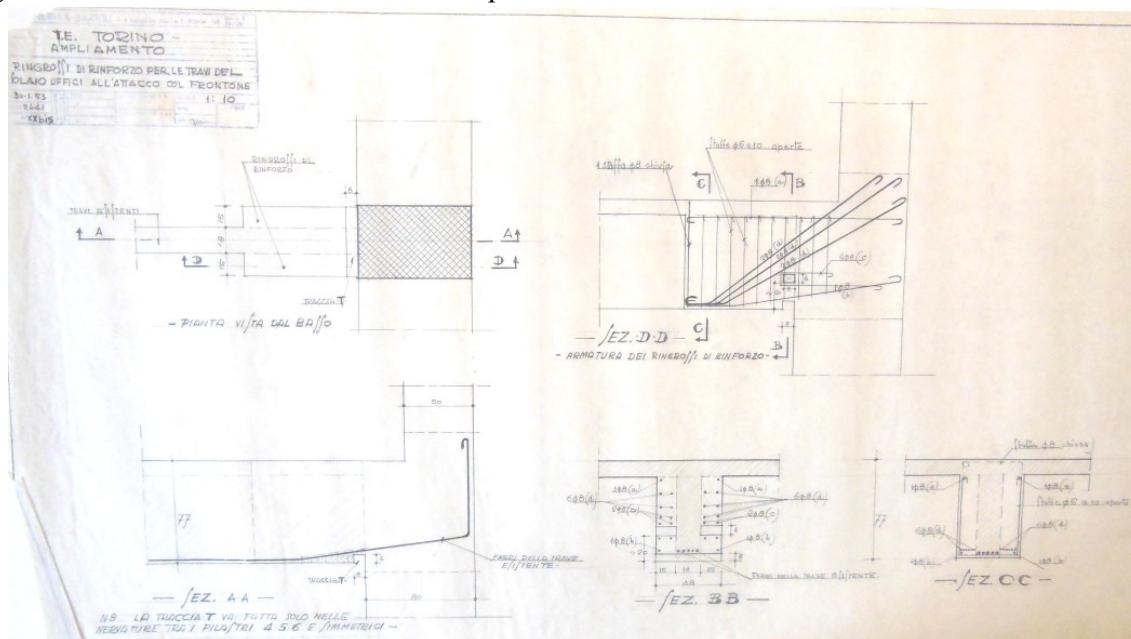


Figura 53: Mensola che lega le travi secondarie del Sottsass e la trave del timpano.

La manica Sottsass, complessivamente lunga un centinaio di metri, risulta divisa trasversalmente in tre blocchi (30+40+30 m) separati da selle Gerber, rilevate durante i sopralluoghi. Le selle sono realizzate in corrispondenza dei pilastri dai quali sporge una mensola sulla quale è intestata la trave del campo adiacente. Nel modello sono state rappresentate come cerniere nel piano verticale, attraverso la funzione “*beam end release*”, e vengono rappresentate graficamente nella Figura 55.

Nella Figura 56 sono evidenziati i collegamenti delle travi esistenti del padiglione 2B inglobate all'interno del primo livello della trave del timpano anteriore del padiglione 1, attraverso delle mensole legate al timpano e tagliate nella parte che sporgeva all'interno del salone. Tali collegamenti, vengono modellati come link elastici in modo da non inserire delle geometrie che avrebbero generato degli effetti puntuali e delle sollecitazioni non significative. Il lato a sbalzo verso il teatro nuovo è stato considerato come un appoggio di una nuova sella Gerber che è stata individuata durante un sopralluogo grazie ad uno scasso locale.



Figura 54: Vista della cerniera Gerber - Padiglione 2b.

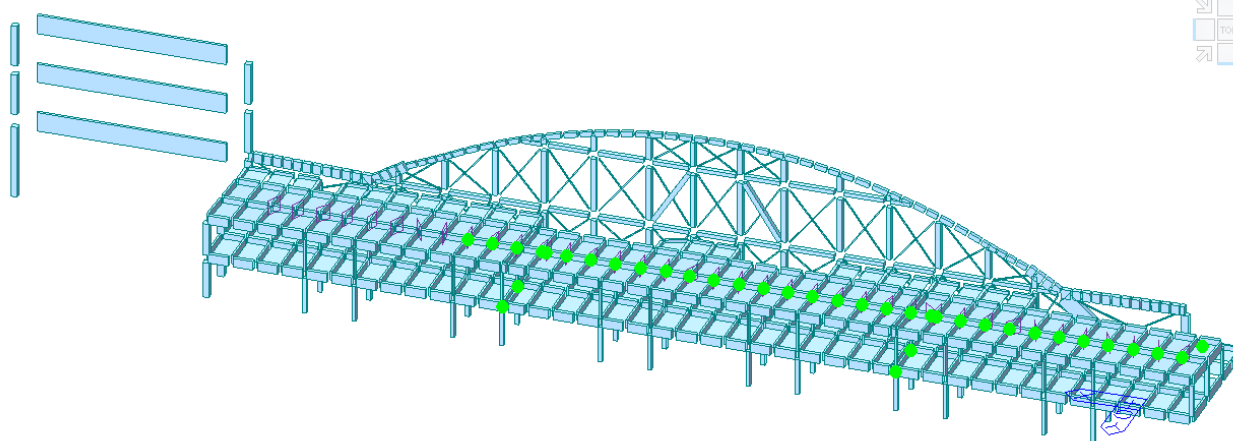


Figura 55: Vincoli cerniera padiglione 2b.

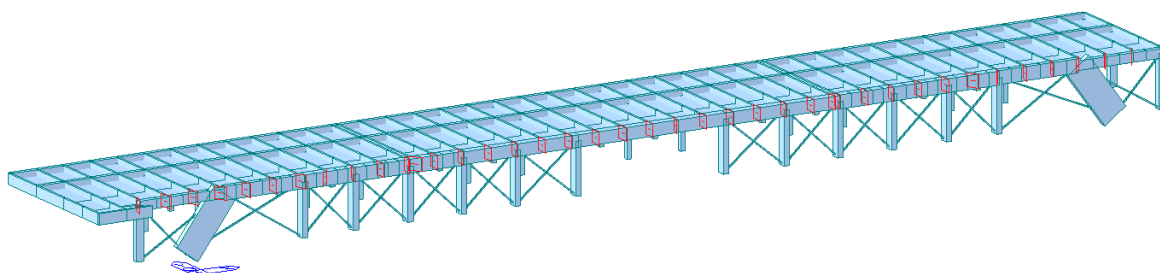


Figura 56: Link elastici tra padiglione 2B e 2.

I solai SAP 16+4 a quota 5,44 m e 9,28 m sono stati modellati mediante una *plate* in calcestruzzo di spessore equivalente di 10 cm.

Il solaio di copertura è realizzato inclinato, quindi i getti seguono l'inclinazione, le selle Gerber e i giunti si ripetono anche sulla copertura.

I volumi aggiunti, che chiudono a tratti il terrazzo originale della manica Sottsass verso il timpano del Padiglione 2b, sono costituiti da telai con costituiti da pilastri che nascono in corrispondenza delle travi secondarie e collegati superiormente da una trave di testa parallela a corso Massimo. Non sono collegati con il timpano.

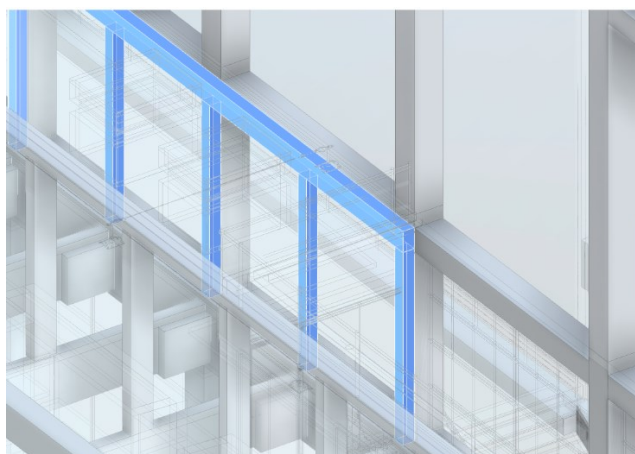


Figura 57: Schema telai su terrazzo manica Sottsass e timpano Padiglione 2.

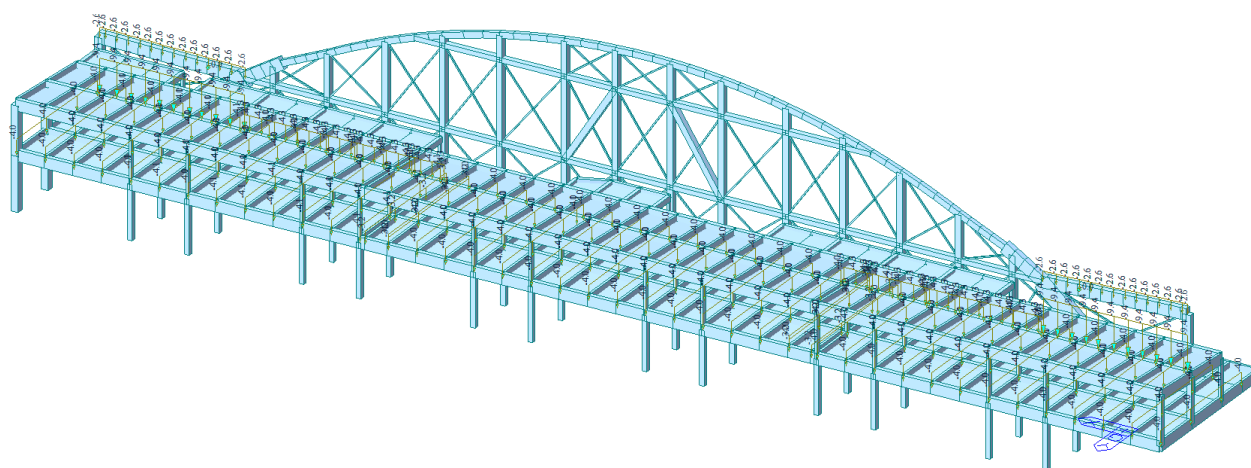


Figura 58: Carichi G2 perm. non strutturale.

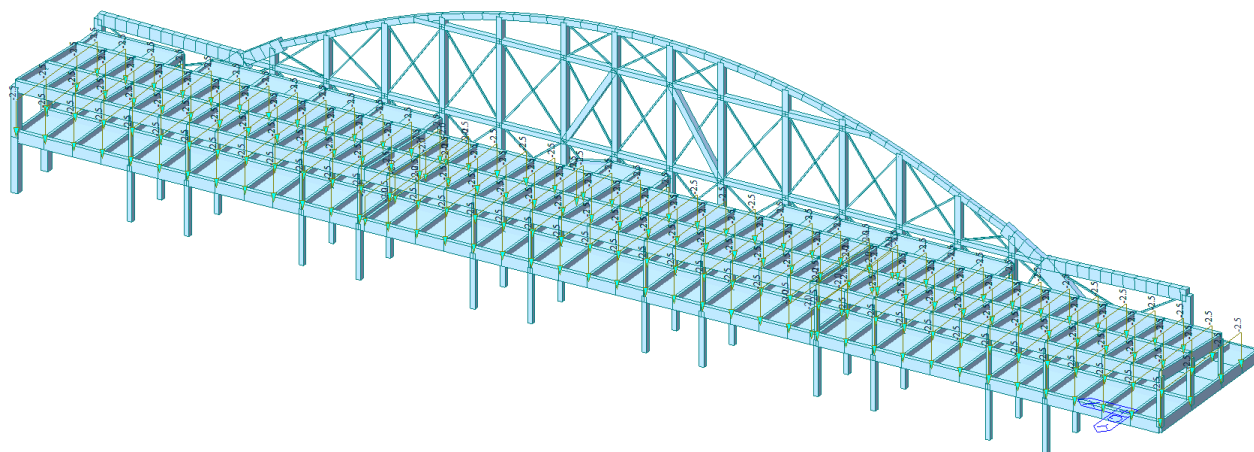


Figura 59: Carichi  $Q_3$  sovraccarico variabile cat. B1.

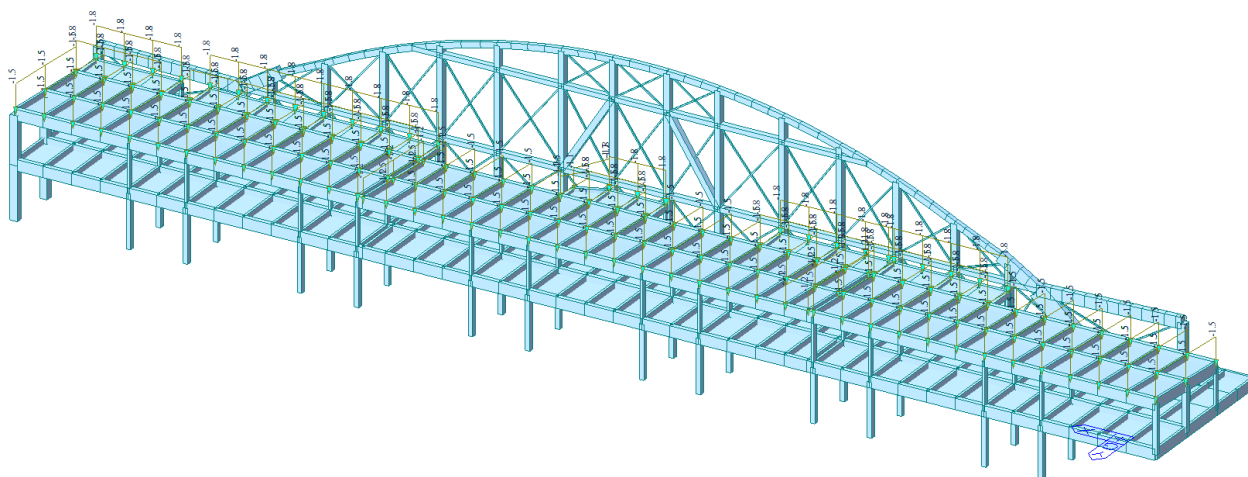


Figura 60: Carichi  $Q_n$  carico neve.

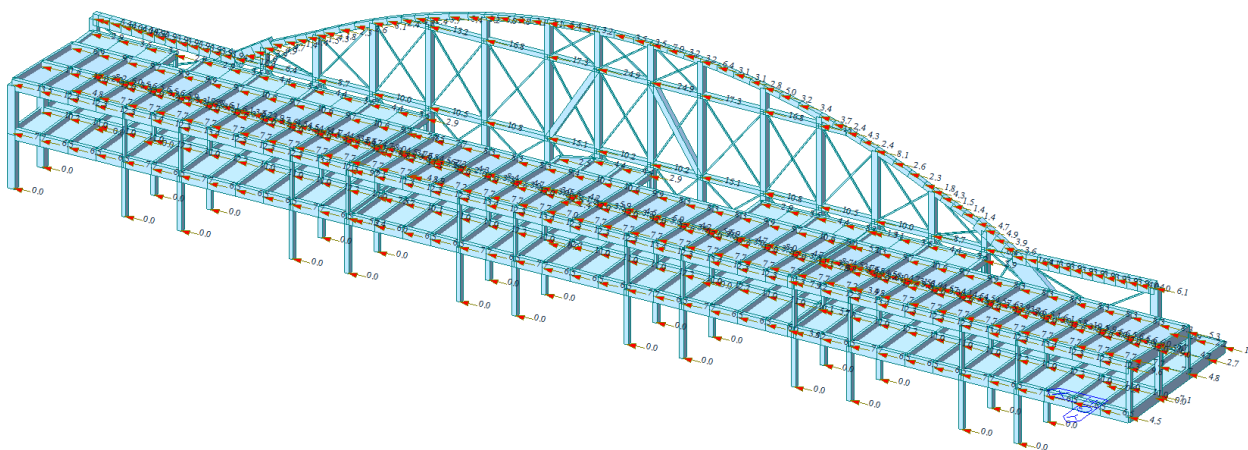


Figura 61: Carichi sisma.



### 6.1.1.3 Padiglione 1

Il padiglione 1 è stato modellato sulla base della documentazione presente negli archivi CSACS di Parma, per le parti in comune tra il Padiglione 1 e 2, e in base ad un rilievo visivo a seguito di sopralluogo.

Non essendo oggetto di intervento del presente progetto, non è stato modellato nel dettaglio, anche per carenza di informazioni relative alla geometria di tutti gli elementi. È rappresentato con uno scheletro generale che descrive le principali caratteristiche del fabbricato applicando le masse più rappresentative, al fine di studiare l'interazione tra gli elementi comuni dei Padiglioni 1 e 2 per le azioni sismiche.

La struttura è costituita da telai formati da pilastri e travi, queste ultime disposte parallelamente a c.so Massimo. Gli elementi verticali sono incastrati alla base e continui su tutta l'altezza.

In corrispondenza del padiglione 2, un pilastro ogni due riceve le travi da entrambe i padiglioni.

Il solaio di copertura è costituito da un solaio di tipo SAP 16+4, rappresentato con una piastra di spessore equipesante e rigidità equivalente. Le travi della porzione di fabbricato più basso sul retro dell'avancorpo sono a doppia pendenza e pertanto modellate con elementi trave (*beam*) a sezione variabile crescente dal pilastro fino in mezzeria e poi a decrescere verso l'altro pilastro.

I solai dei piani presenti nell'avancorpo del padiglione 1 appaiono a un esame visivo costituiti da elementi in laterocemento o prefabbricati. In prima analisi, sempre perché non interessa in questa fase determinare gli effettivi stati di sollecitazione di tale struttura, sono stati modellati come elementi rigidi nel piano, mediante l'inserimento di un nodo *master* e dei link rigidi che lo collegano agli altri nodi di piano Figura 62.

La facciata su corso Massimo D'Azeglio è modellata con lo schema a telaio, facilmente visibile sul fronte.

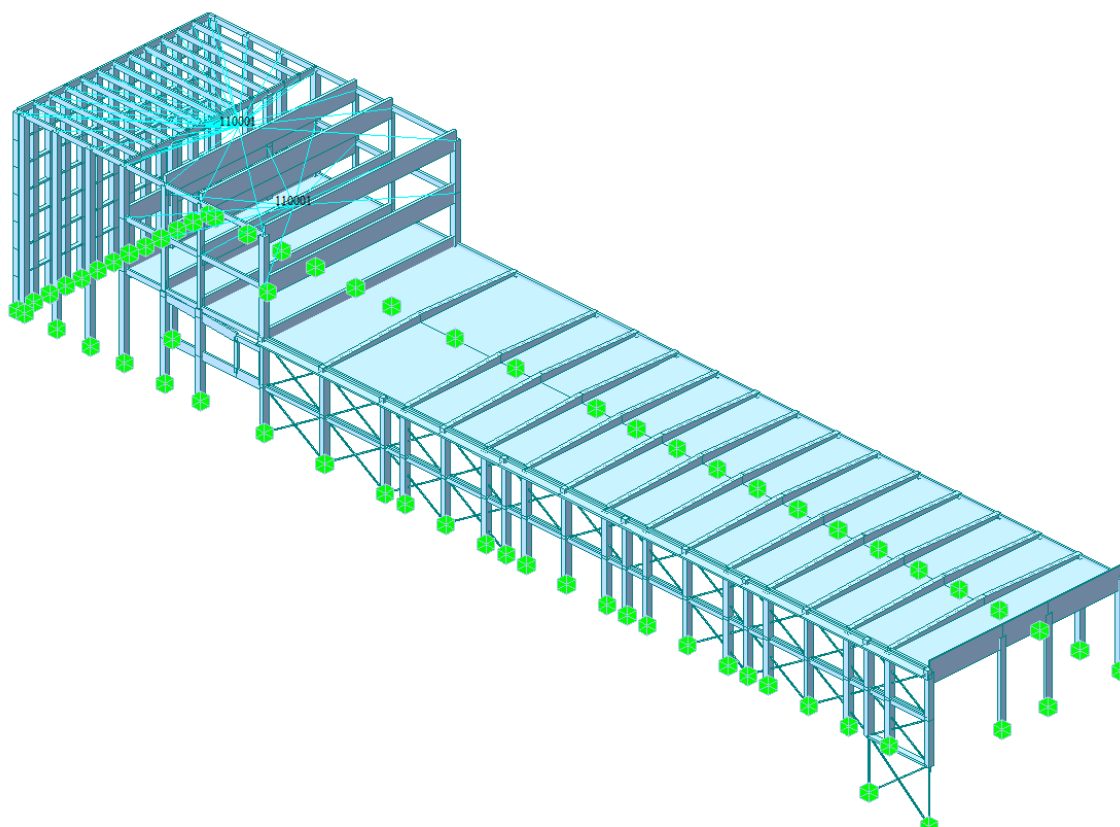


Figura 62: Vincoli esterni e link rigidi di piano.

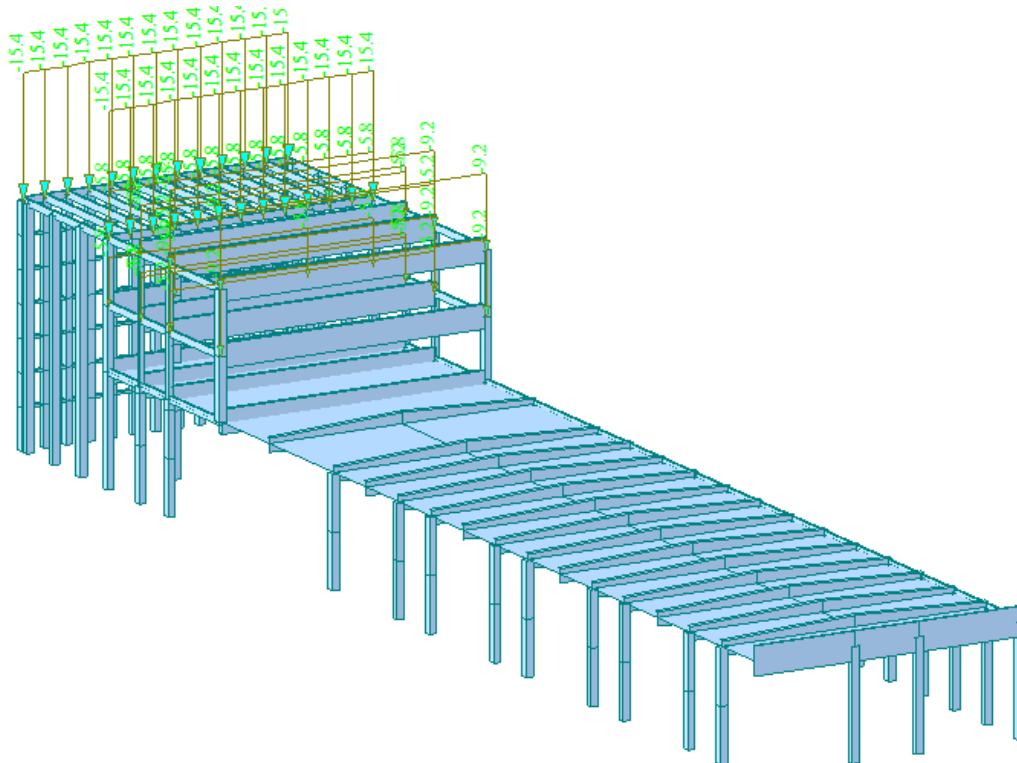


Figura 63: Carichi G1 perm. Strutturale.

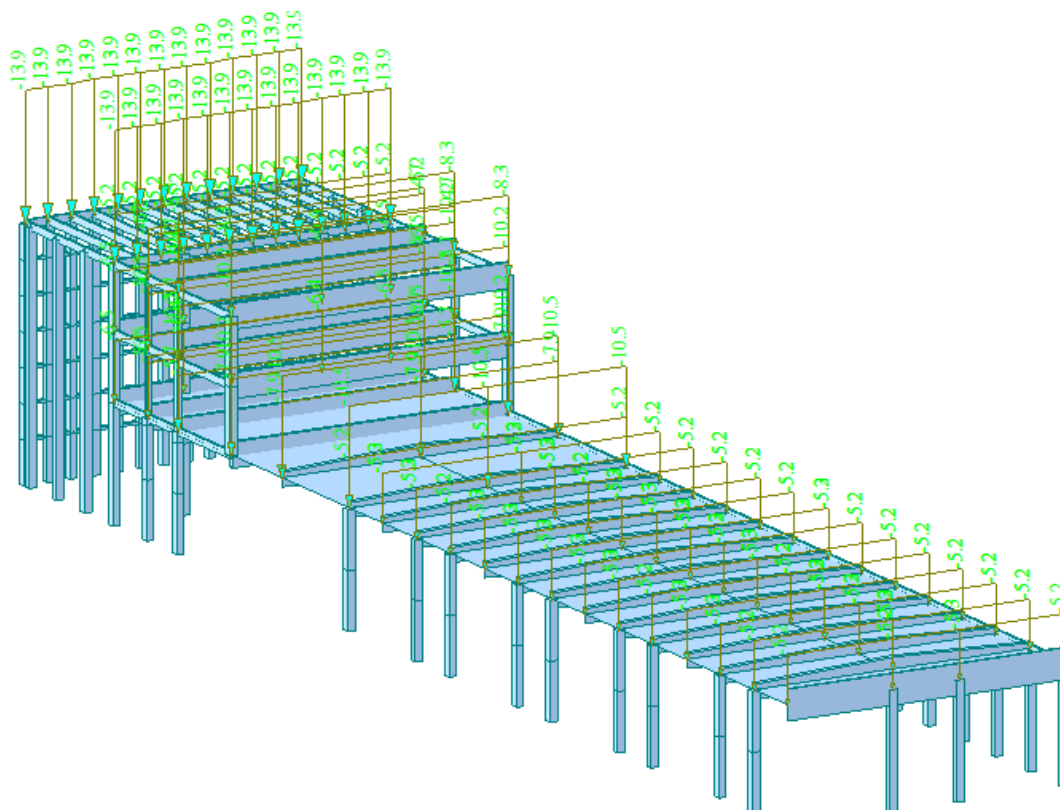


Figura 64: Carichi G2 perm. non Strutturale.





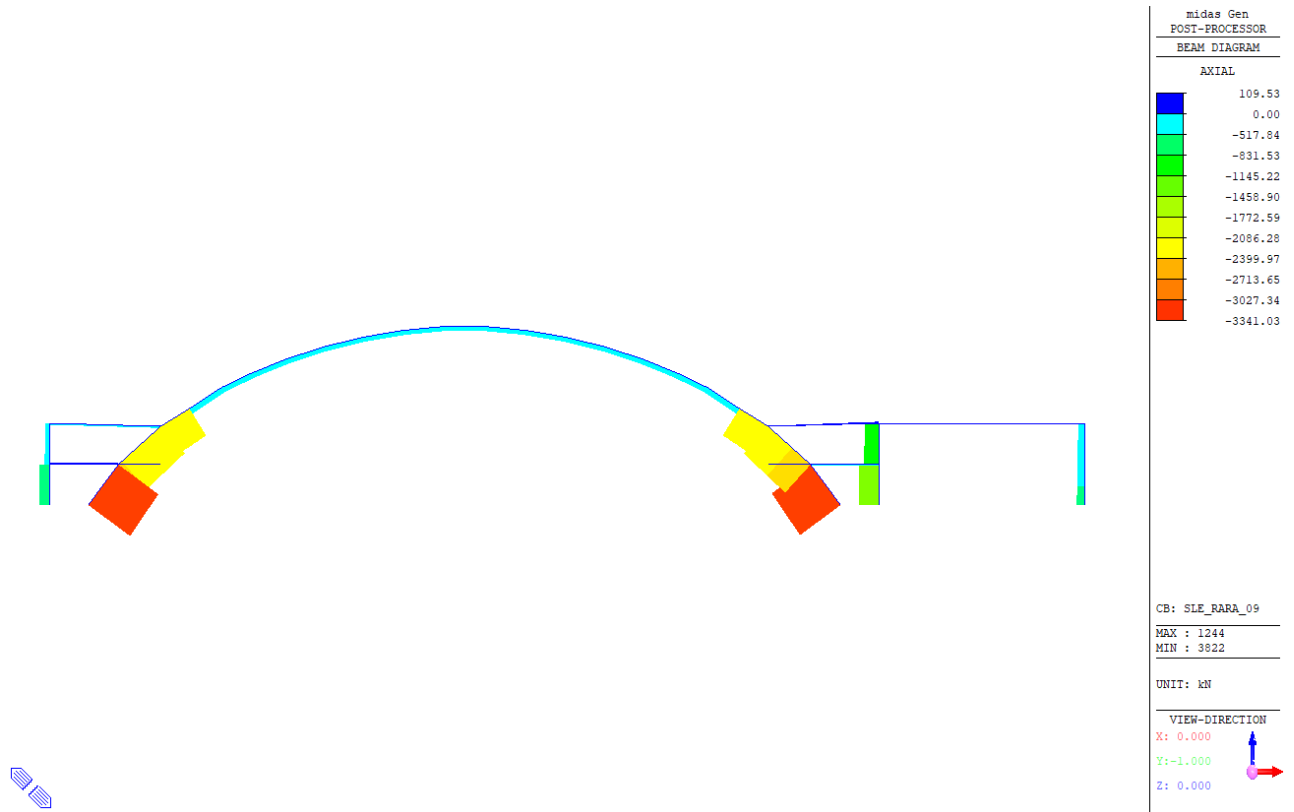


Figura 68: SLE\_RARA\_09 Sforzo Normale

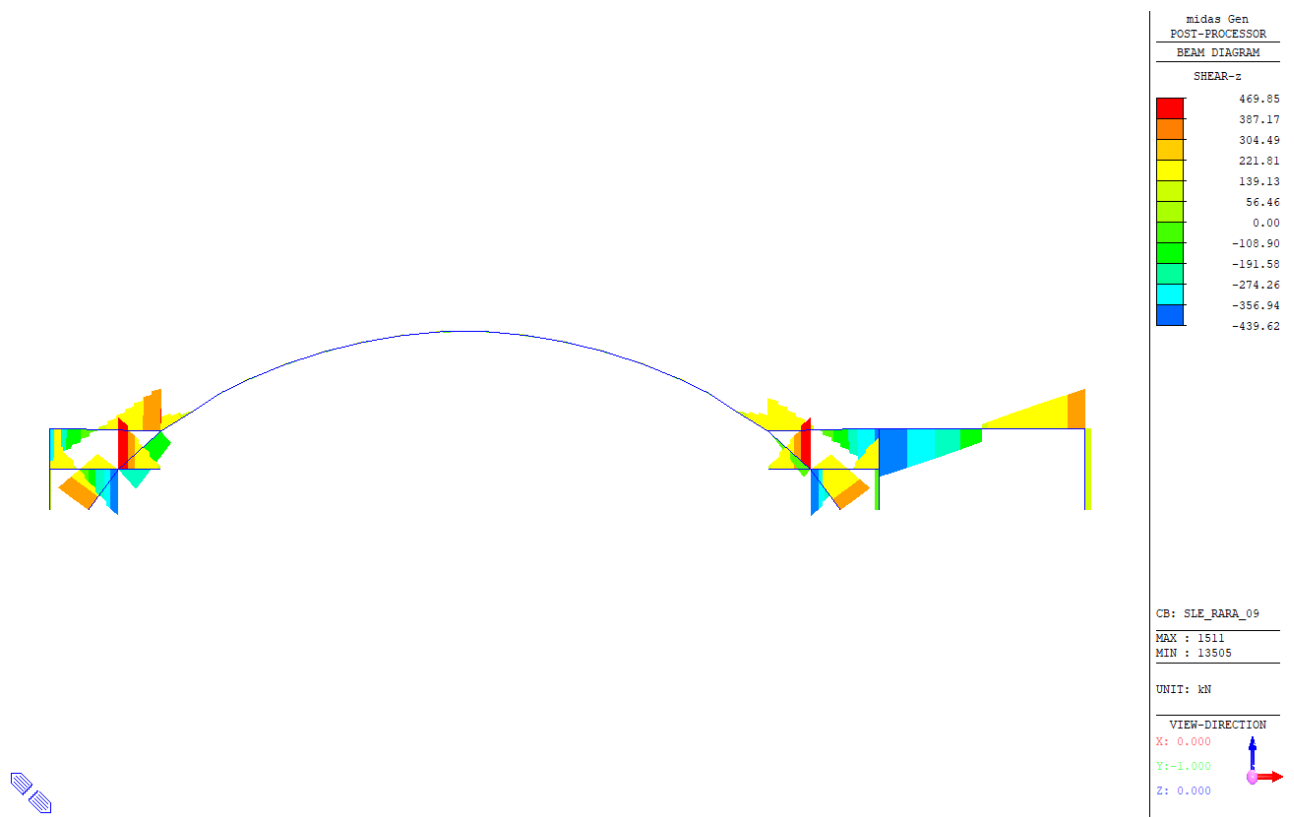


Figura 69: SLE\_RARA\_09 Sforzo di Taglio

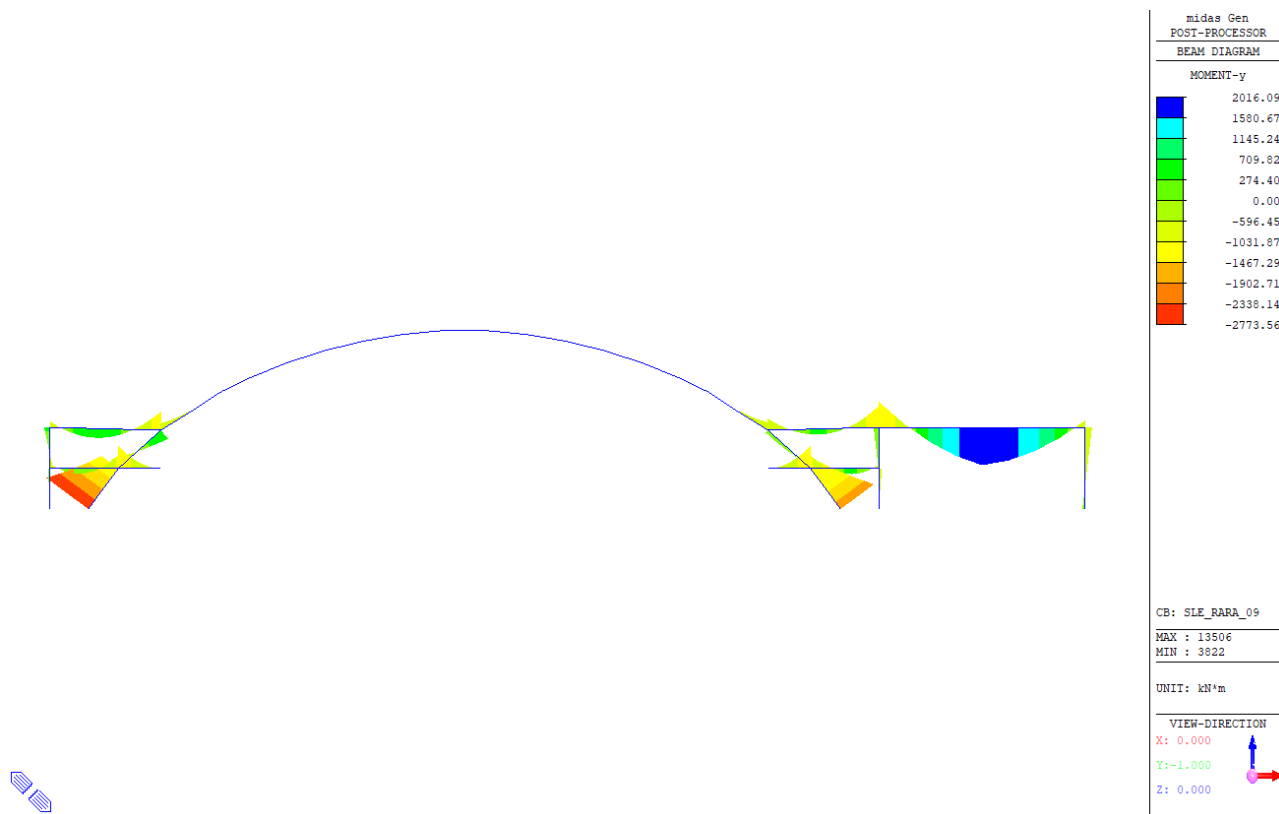


Figura 70: SLE\_RARA\_09 Momento Flettente

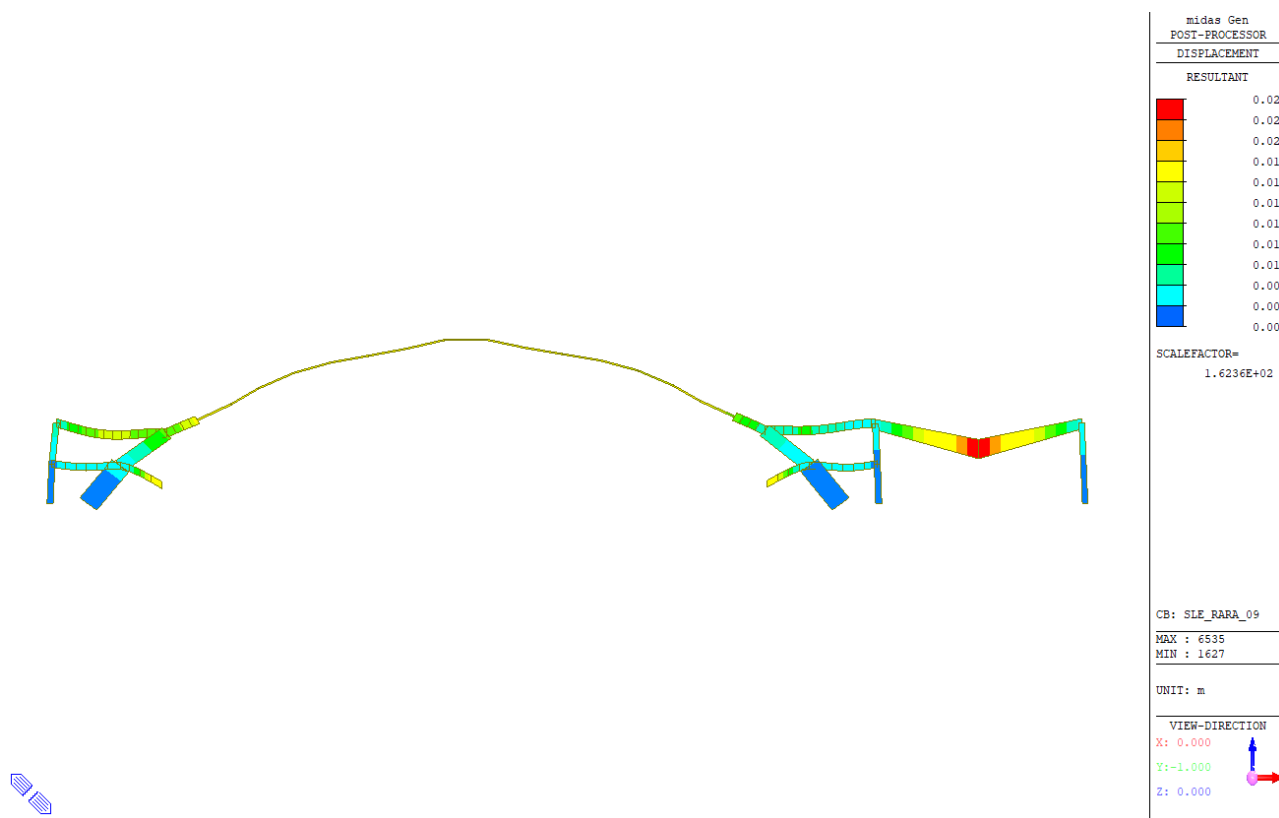


Figura 71: SLE\_RARA\_09 Deformata

Dalla Figura 72 alla Figura 74 sono riportati gli andamenti rispettivamente dello sforzo normale, dello sforzo di taglio e del momento flettente per la combinazione SLE\_rara\_06.

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} * Q_{ki}$$

Dove sono stati assunti come coefficienti  $\psi_{0i}$

$\psi_{0i}$	Carico KN/m <sup>2</sup>	Categoria
1	Q1=7,49	Sovraccarico Nervi solaio 0,00m
1	Q2=7,49	Sovraccarico Nervi loggiati
0,7	Q3=2,00	B1
0,7	Q4=3,00	C1
0,5	Qn=1,22	Neve

Anche in questo caso dal grafico del momento flettente è possibile vedere come le fibre tese alla base del pilastro sono quelle superiori, verso l'esterno del salone B. Nella Figura 75 è possibile vedere la deformata dove lo spostamento massimo, di 1,5cm, si registra in corrispondenza dello sbalzo dei loggiati.

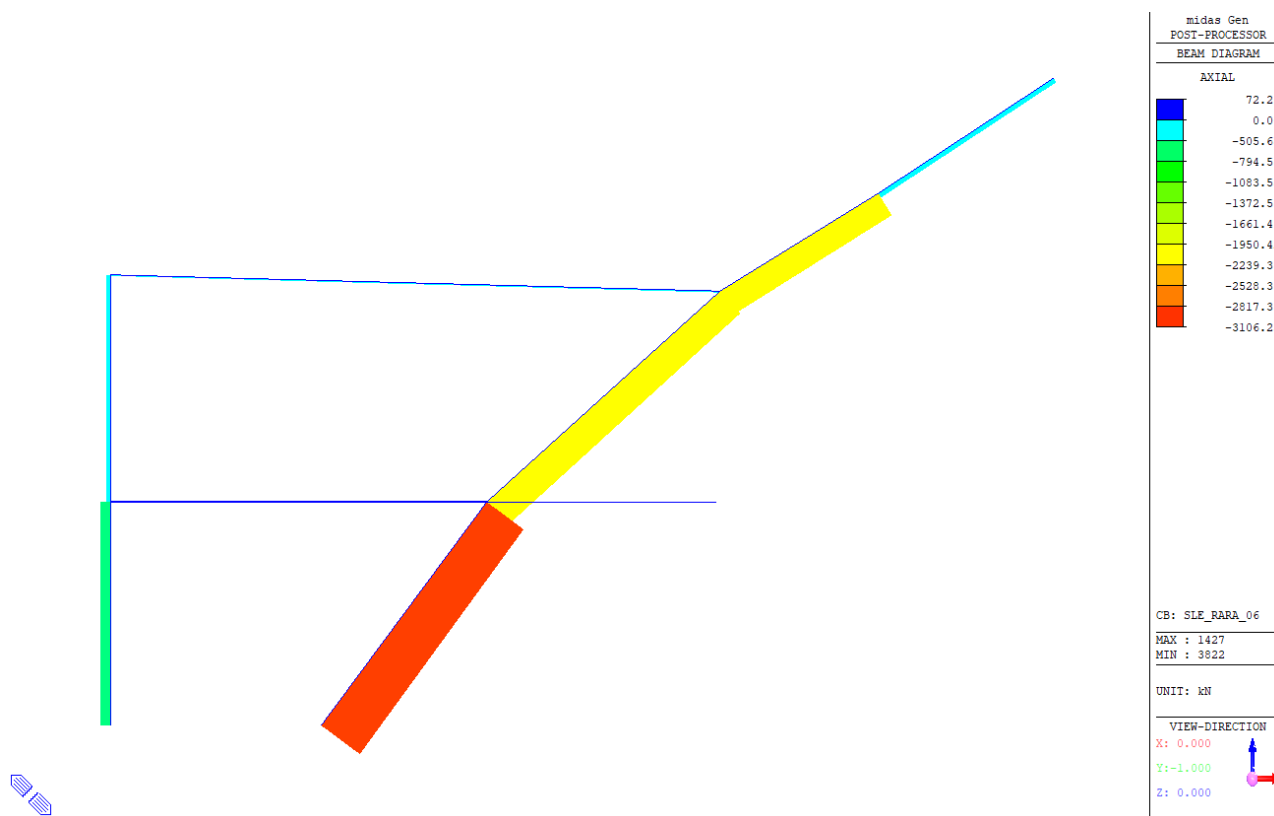


Figura 72: SLE\_RARA\_06\_Sforzo Normale

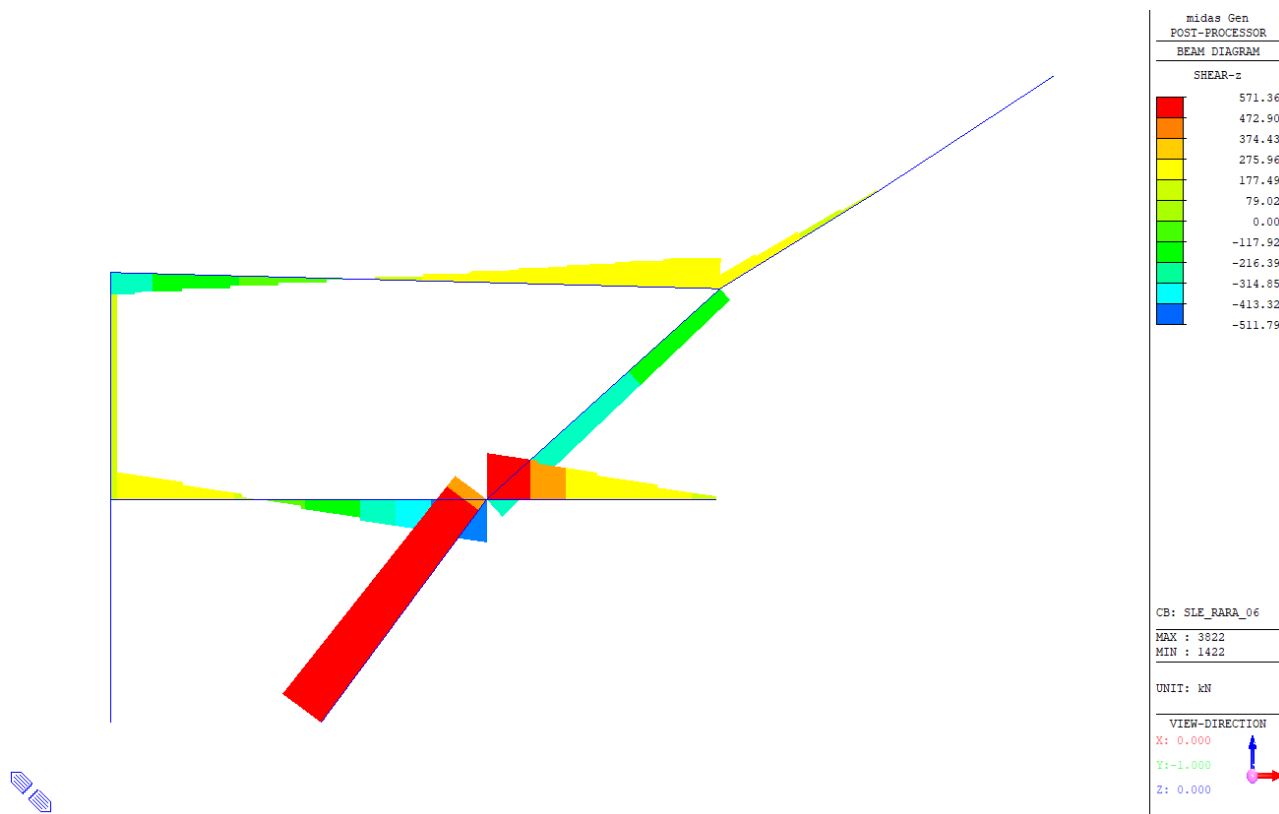


Figura 73 :SLE\_RARA\_06 Sforzo di Taglio

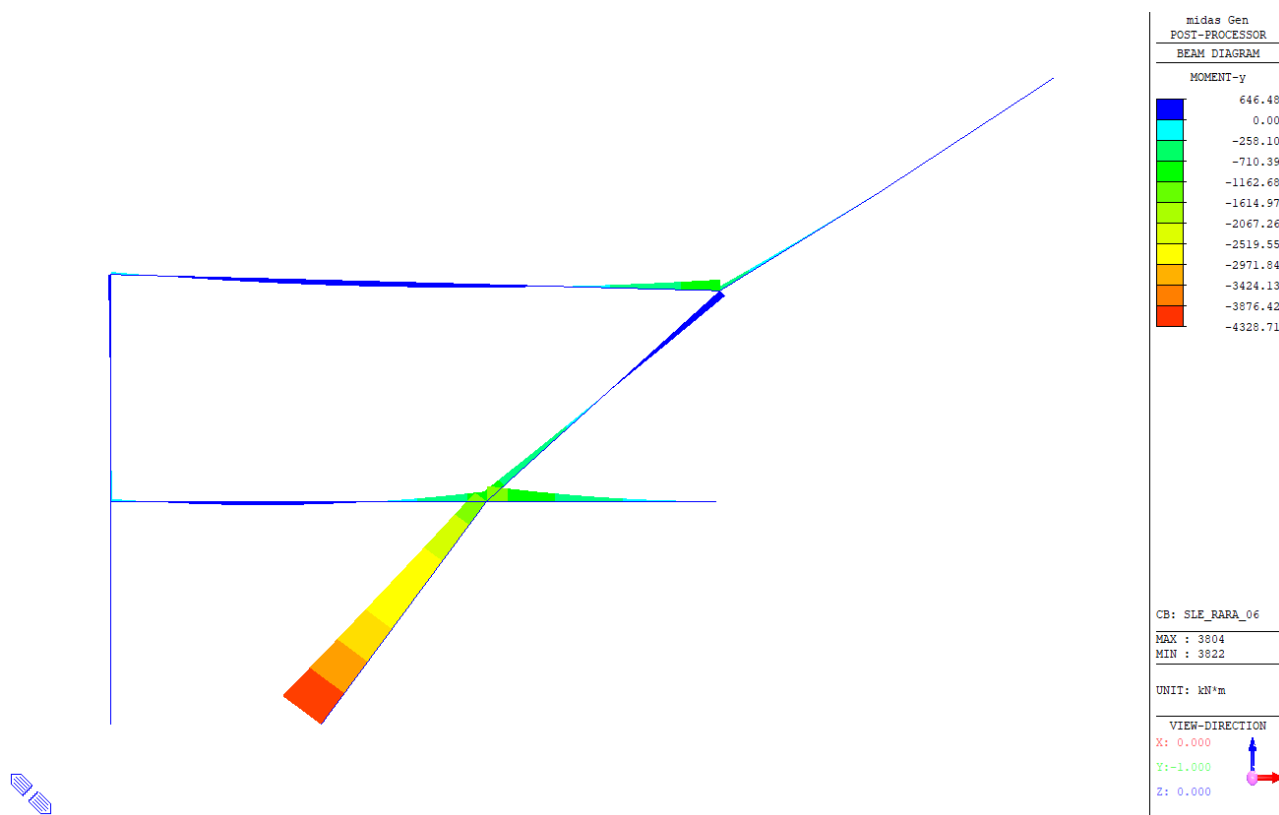


Figura 74: SLE\_RARA\_06 Momento Flettente



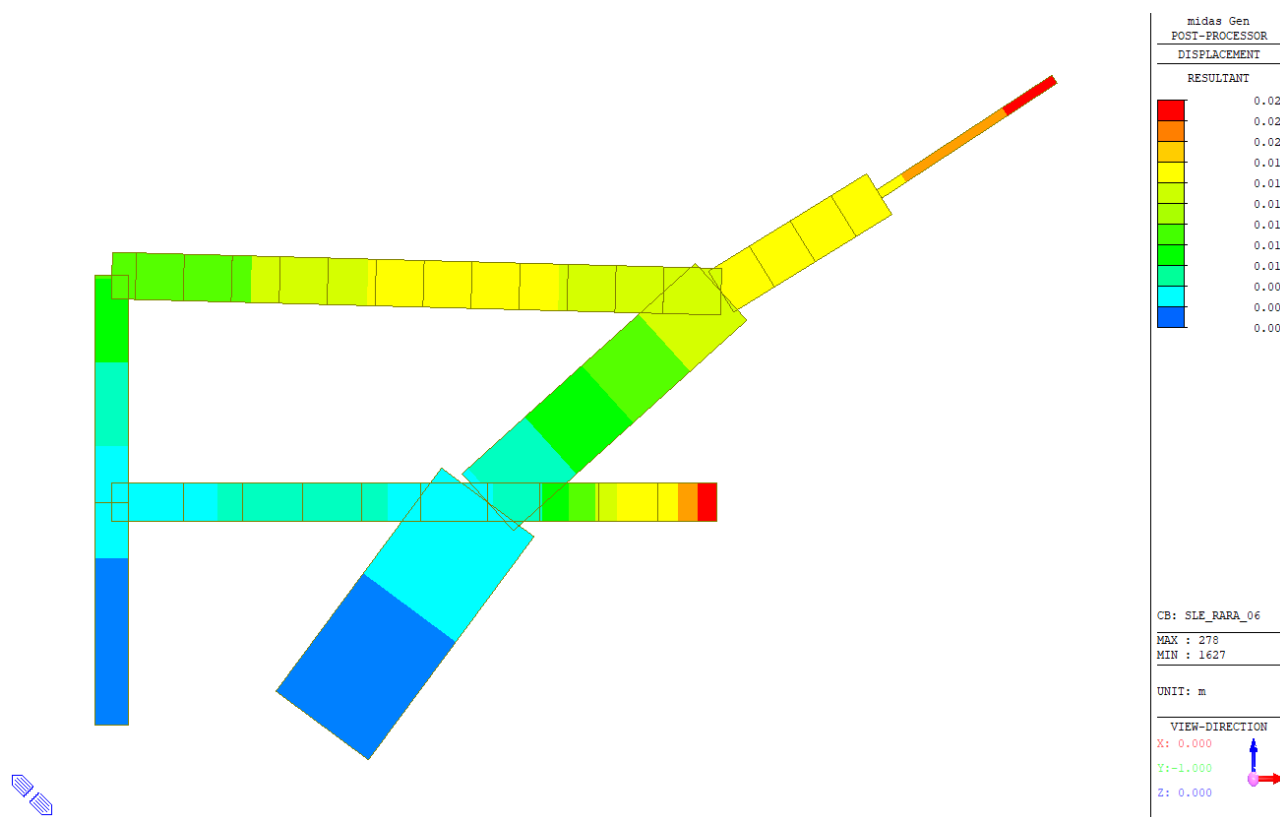


Figura 75: SLE\_RARA\_06 Deformata

In Figura 76 è rappresentato un telaio principale del padiglione 2B collegato mediante un link elastico al timpano anteriore del salone B. Per tale telaio sono stati riportati i diagrammi di sforzo normale, taglio e momento per la combinazione SLE\_rara\_07.

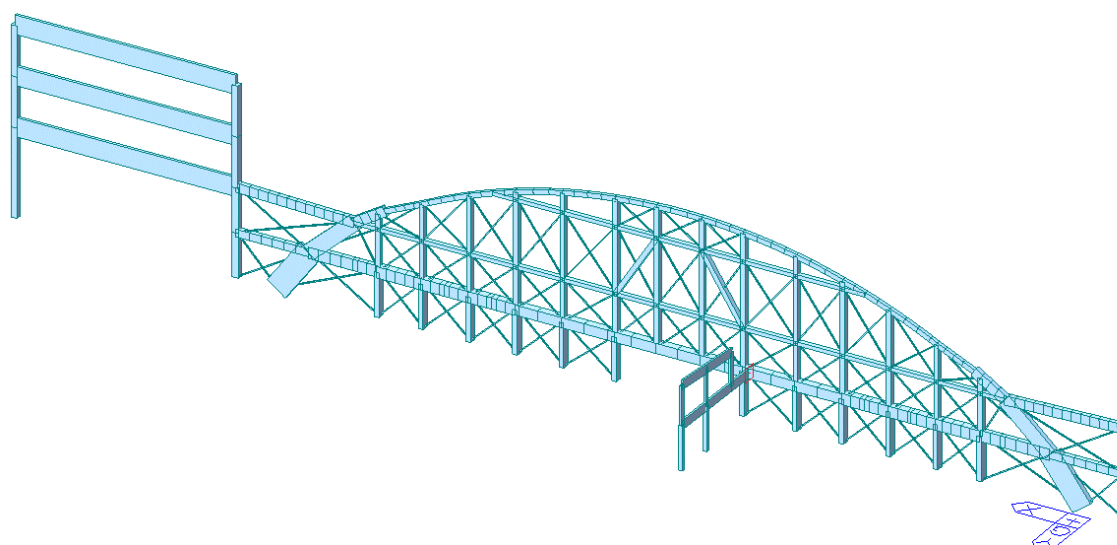


Figura 76: collegamento elastico tra il timpano anteriore e il padiglione 2B

Dove sono stati assunti come coefficienti  $\psi_{0i}$

$\psi_{0i}$	Carico KN/m <sup>2</sup>	Categoria
1	Q1=7,49	Sovraccarico Nervi solaio 0,00m
1	Q2=7,49	Sovraccarico Nervi loggiati
1	Q3=2,00	B1
0,7	Q4=3,00	C1
0,5	Qn=1,22	Neve

Dal grafico del momento flettente è possibile vedere come il momento massimo si ha in mezzeria della trave principale verso il salone B. Mentre, nella Figura 75, è possibile vedere la deformata dove lo spostamento massimo si registra in corrispondenza della mezzeria della trave ed è di 0,3cm.

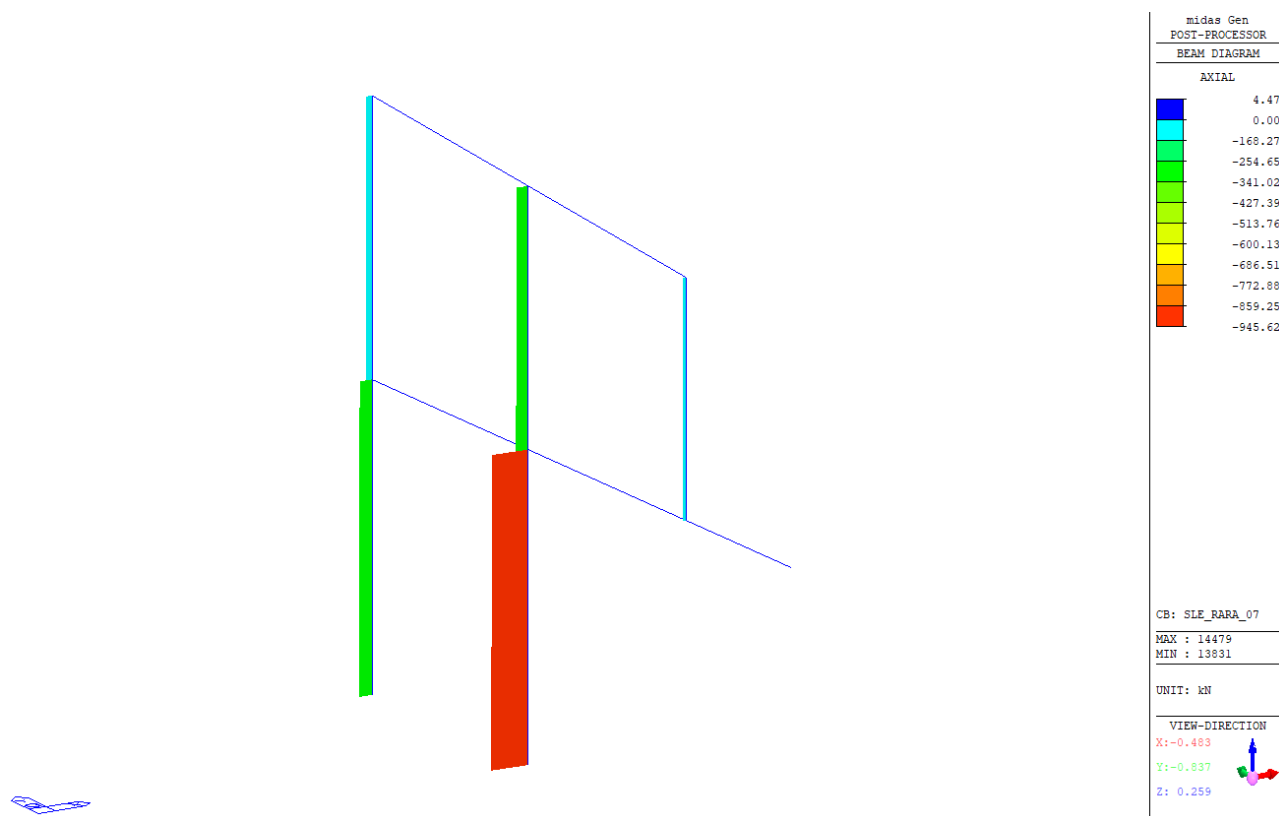


Figura 77 : SLE\_RARA\_07\_Sforzo Normale

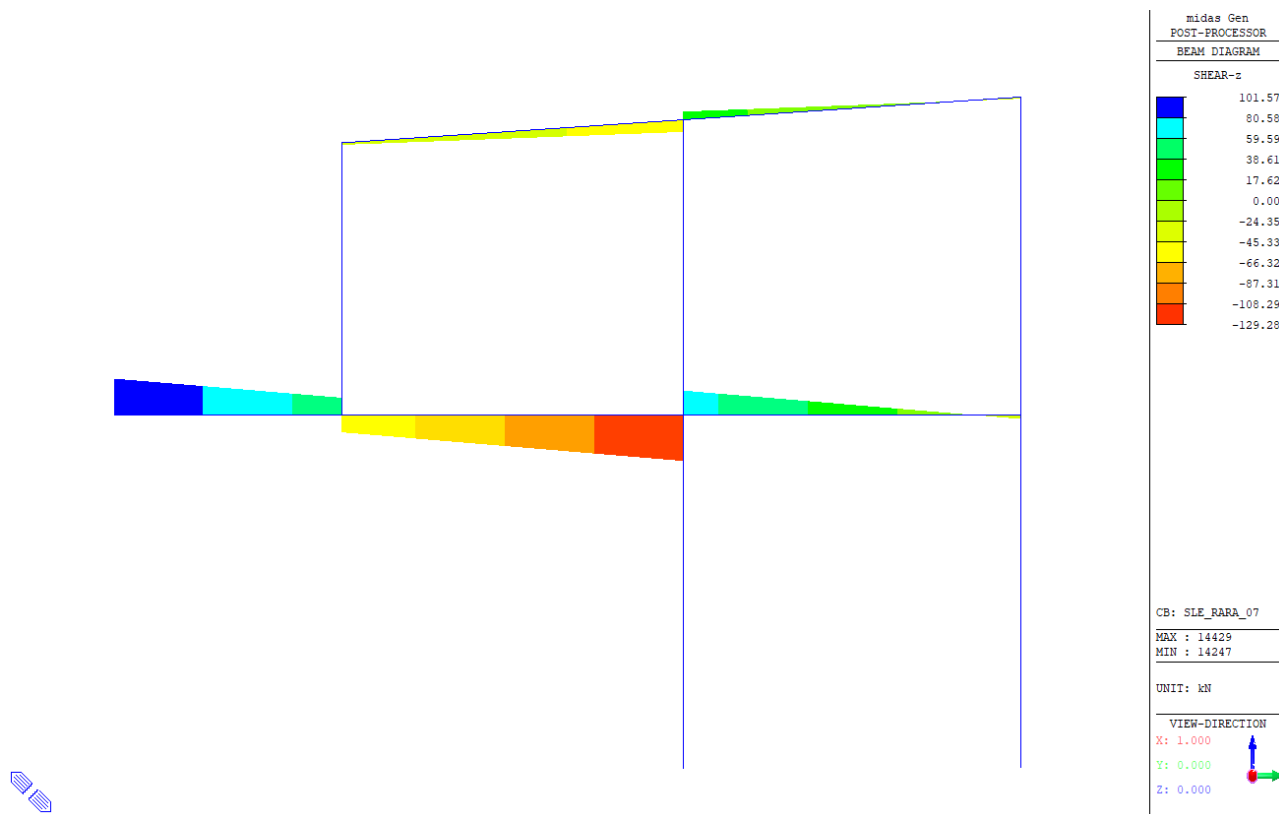


Figura 78: SLE\_RARA\_07 Sforzo di Taglio

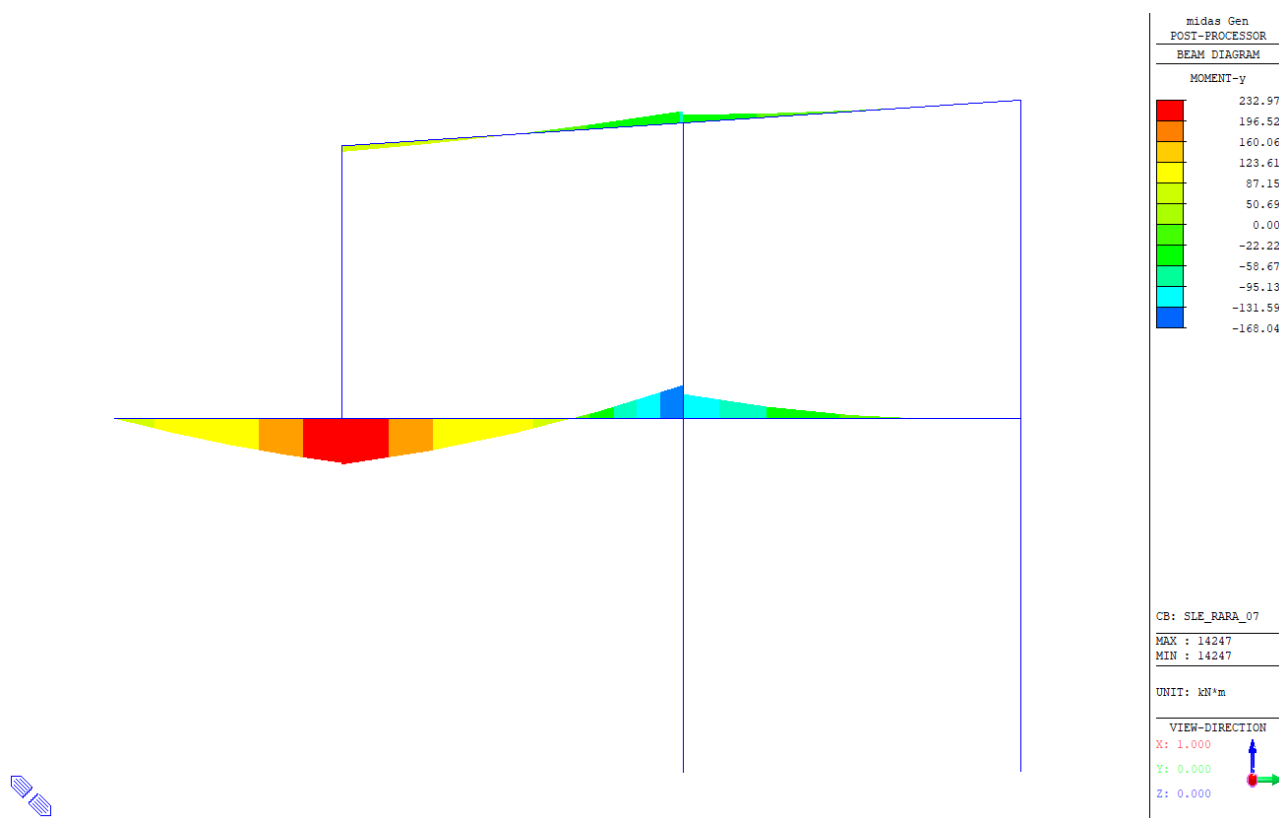


Figura 79: SLE\_RARA\_07 Momento Flettente

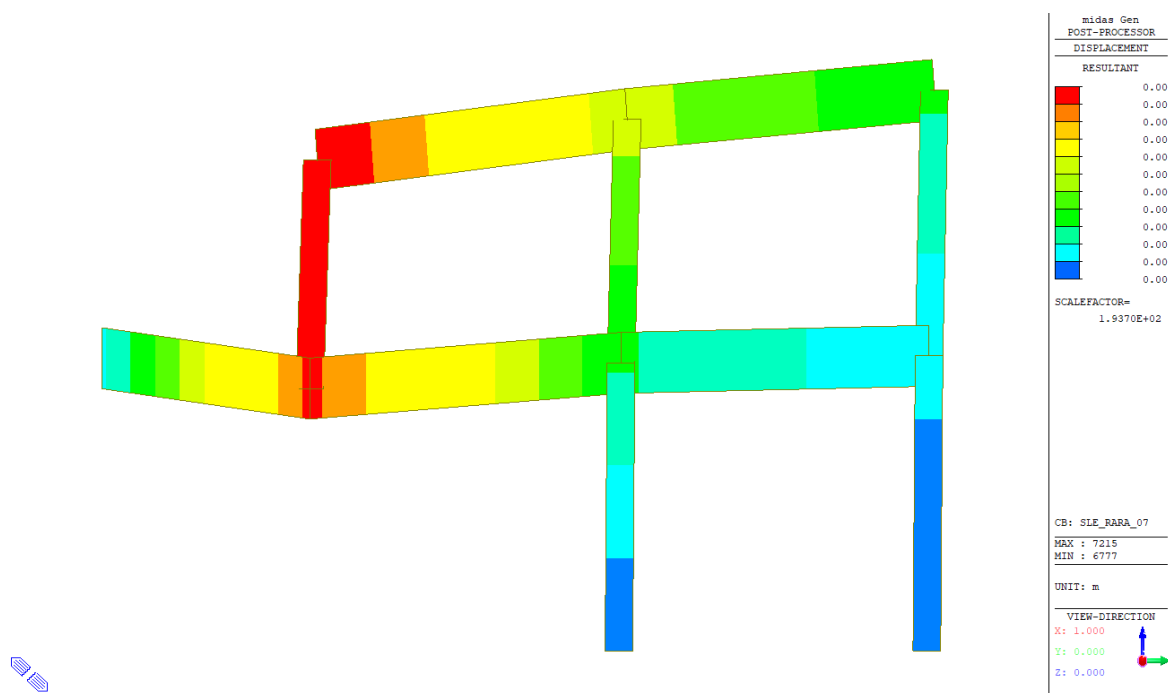


Figura 80: SLE\_RARA\_07 Deformata

In Figura 81 viene evidenziato il telaio in corrispondenza della zona dell'abside per il quale sono stati valutati le sollecitazioni riportate nelle Figura 82 a Figura 84 in combinazione SLE\_rara\_06

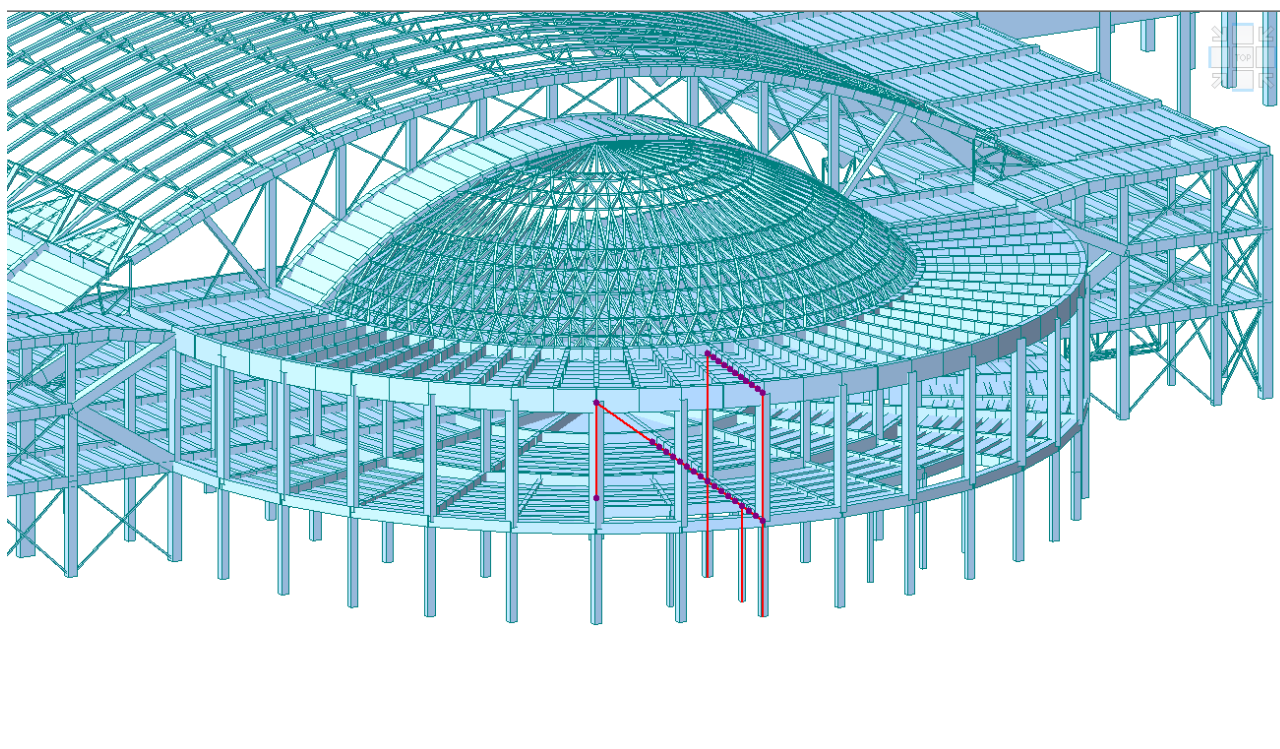


Figura 81: Telaio zona Abside

$\psi_{0i}$	Carico KN/m <sup>2</sup>	Categoria
1	Q1=7,49	Sovraccarico Nervi solaio 0,00m
1	Q2=7,49	Sovraccarico Nervi loggiati
0,7	Q3=2,00	B1
0,7	Q4=3,00	C1
0,5	Qn=1,22	Neve

Dal grafico del momento in Figura 84 è possibile vedere che il momento massimo in mezzeria della trave è di 537,9 KNm, e tende le fibre inferiori, mentre sugli appoggi il momento massimo è di 611,2KNm e tende le fibre superiori. Il grafico della deformata in Figura 85 è coerente con il diagramma del momento e mostra uno spostamento massimo in corrispondenza della mezzeria della trave pari a 0,6cm.

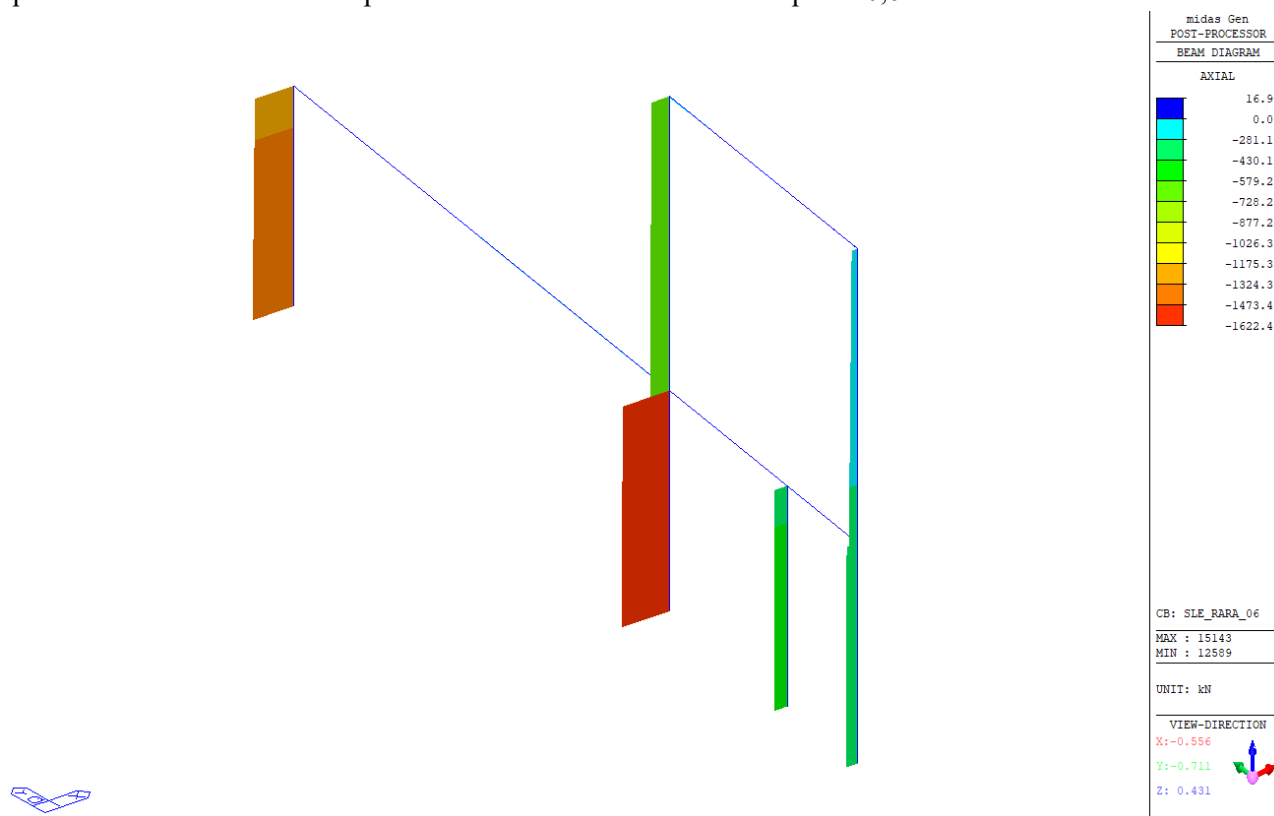


Figura 82 : SLE\_RARA\_06 Sforzo Normale

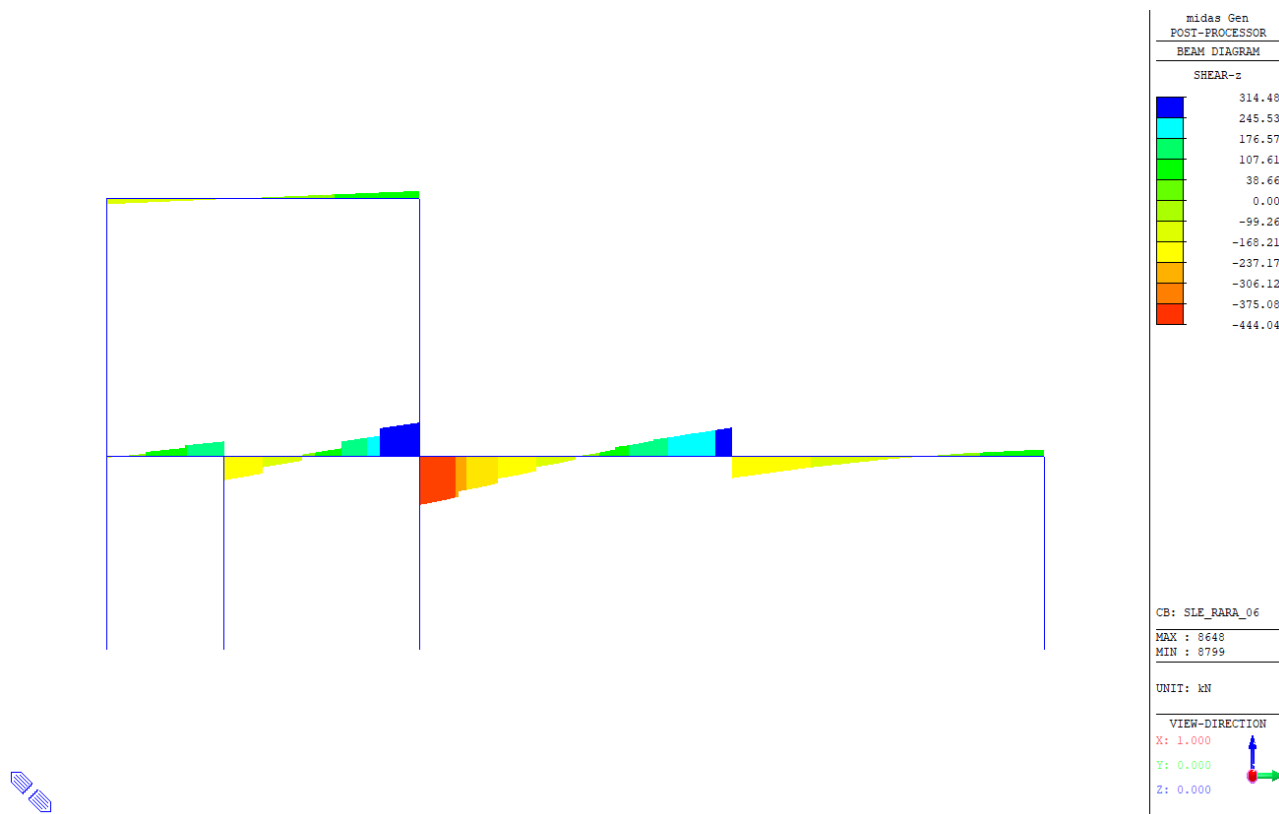


Figura 83 : SLE\_RARA\_06 Sforzo di Taglio

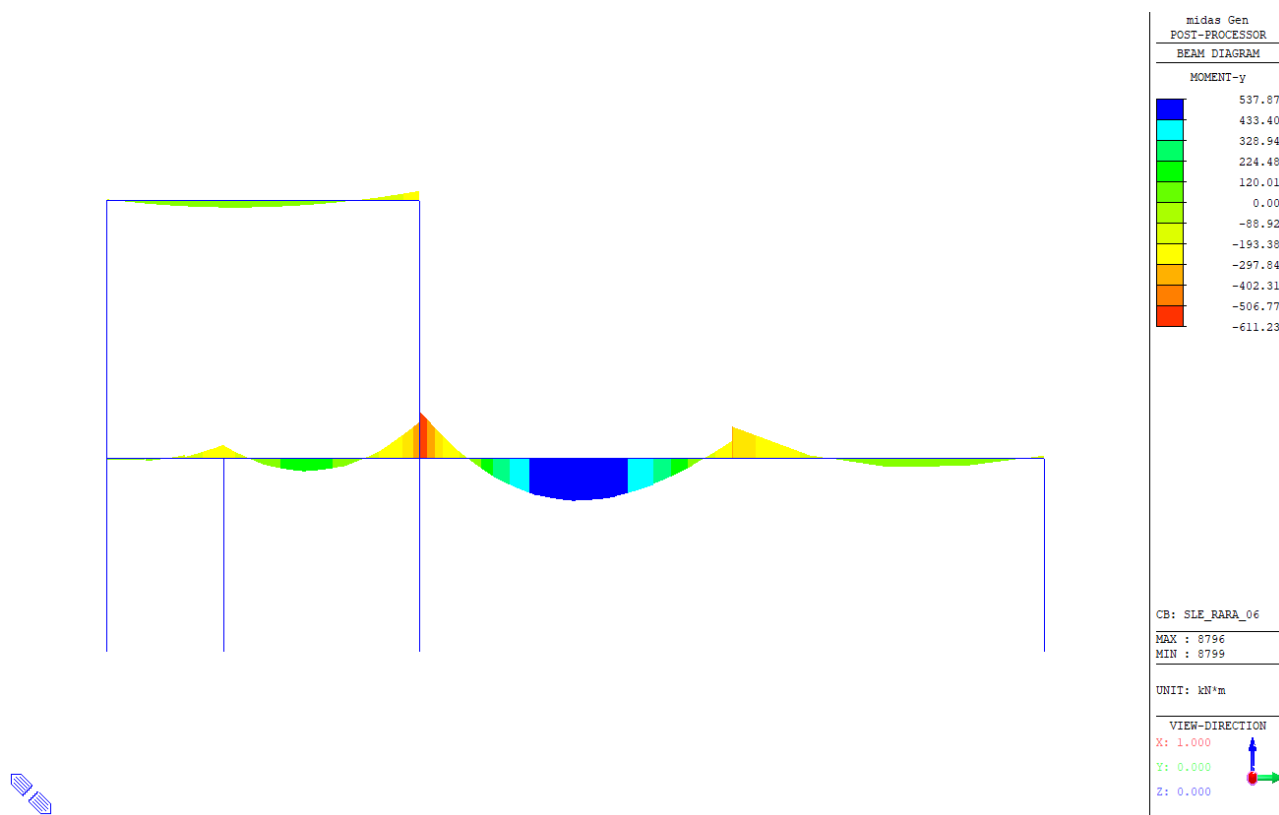


Figura 84: SLE\_RARA\_06 Momento Flettente

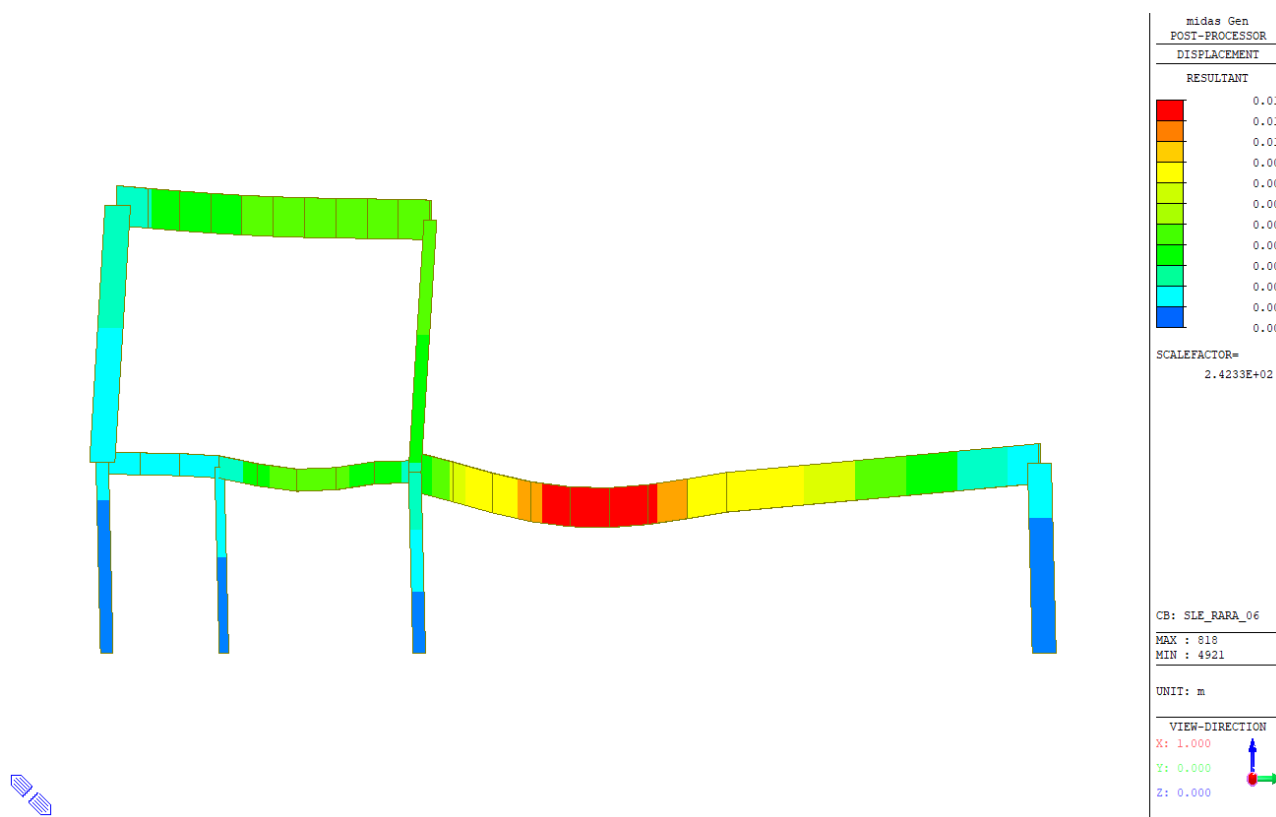


Figura 85: SLE\_RARA\_06 Deformata

L'analisi degli autovalori fornisce le proprietà dinamiche di una struttura risolvendo l'equazione caratteristica composta da matrice di massa e matrice di rigidità. Le proprietà dinamiche includono modi naturali (o forme di modali), periodi naturali (o frequenze) e fattori di partecipazione modale.

- **Modo naturale:** un modo naturale riguarda la vibrazione libera in un sistema non smorzato. 1° modo, 2° modo e n-esimo modo rappresentano l'ordine in cui è richiesta meno energia per deformare la struttura.
- **Periodo naturale:** Un periodo naturale è il tempo necessario per far vibrare liberamente la struttura nel corrispondente modo naturale di un ciclo completo.
- **Fattore di partecipazione modale:** il rapporto tra l'influenza di un modo specifico e i modi totali.

Il peso proprio degli elementi nella struttura viene convertito in automatico in massa dal software, mediante la definizione "Structure Type". Le altre masse, ad esempio generate dai carichi inseriti, sono calcolate utilizzando la conversione "Carichi in masse" o specificandone direttamente il valore inserendole come "Masse nodali". La massa totale può essere controllata nella tabella di riepilogo della massa. Il programma consente di effettuare l'analisi degli autovalori attraverso due modalità:

- EIGEN VECTOR
- RITZ VECTOR

Nel nostro caso è stata fatta un'analisi attraverso il metodo RITZ VECTOR, di seguito sono riportati i passi principali di tale metodo, e in figura sono evidenziati i parametri di input inseriti per condurre l'analisi:

- Vettori di carico iniziali
- Specificare un caso di carico desiderato, che verrà utilizzato per generare i vettori iniziali, per calcolare i vettori Ritz. Il caso di carico può essere un carico statico o forze di inerzia in ogni direzione.
- Numero di generazioni
- Specificate il numero di vettori Ritz da generare per ogni vettore di carico iniziale.
- Includi vettori di forza GL-Link

- I carichi che causano le deformazioni degli elementi di collegamento generali vengono automaticamente inclusi per calcolare i vettori di carico iniziale. Ha lo scopo di riflettere le modalità relative alle deformazioni degli elementi di collegamento generali in un'analisi che utilizza elementi di collegamento generali.
- Numero di vettori di forza GL-Link: il programma esamina e produce il numero di vettori di carico iniziale creati dagli elementi di collegamento generali immessi.
- Numero di generazioni per ogni forza GL-link: inserisci il numero di vettori Ritz da generare per ogni carico GL-link.
- Numero totale di vettori di carico iniziale
- Viene indicato il numero di vettori di carico iniziale totali, che vengono utilizzati per calcolare i vettori Ritz.
- Numero totale di vettori Ritz
- Viene indicato il numero totale di vettori Ritz, creati da singoli vettori di carico iniziale.
- Nel caso in cui non sia possibile calcolare un numero di vettori Ritz definiti dall'utente per un caso di carico, le modalità carenti vengono calcolate in base ad altri casi di carico selezionati nell'ordine sequenziale. L'ordine segue la sequenza dei casi di carico inseriti dall'utente. Quando il numero di Ritz Vectors calcolato è ancora inferiore al numero di modalità specificate dall'utente anche dopo l'adozione di altri casi di carico, per effettuare le successive analisi dinamiche vengono utilizzate solo le modalità calcolate

**Eigenvalue Analysis Control**

Type of Analysis

Eigen Vectors  Ritz Vectors

Subspace Iteration  Lanczos

Ritz Vectors

Starting Load Vectors

Load Case : g1

Number of Generations : 1

Load Case	Count
Acc X	15
Acc Y	15
Acc Z	15

Add Modify Delete

Include GL-link Force Vectors

Number of GL-link Force Vectors : 0

Number of Generations for Each GL-link Force Vectors : 0

Total Number of Starting Load Vectors: 3

Total Number of Ritz Vectors : 45

Remove Eigenvalue Analysis Data OK Cancel

Figura 86: Input Eigenvalue Analysis (RITZ VECTOR)

Di seguito viene riportato l'andamento della deformata del padiglione B per effetto dei soli pesi propri  $g_1$ . Lo spostamento massimo, per effetto del solo peso proprio si ha in corrispondenza dei ventagli del quarto e quinto pilastro, dal lato del teatro Nuovo, ed è pari a 1,7cm.



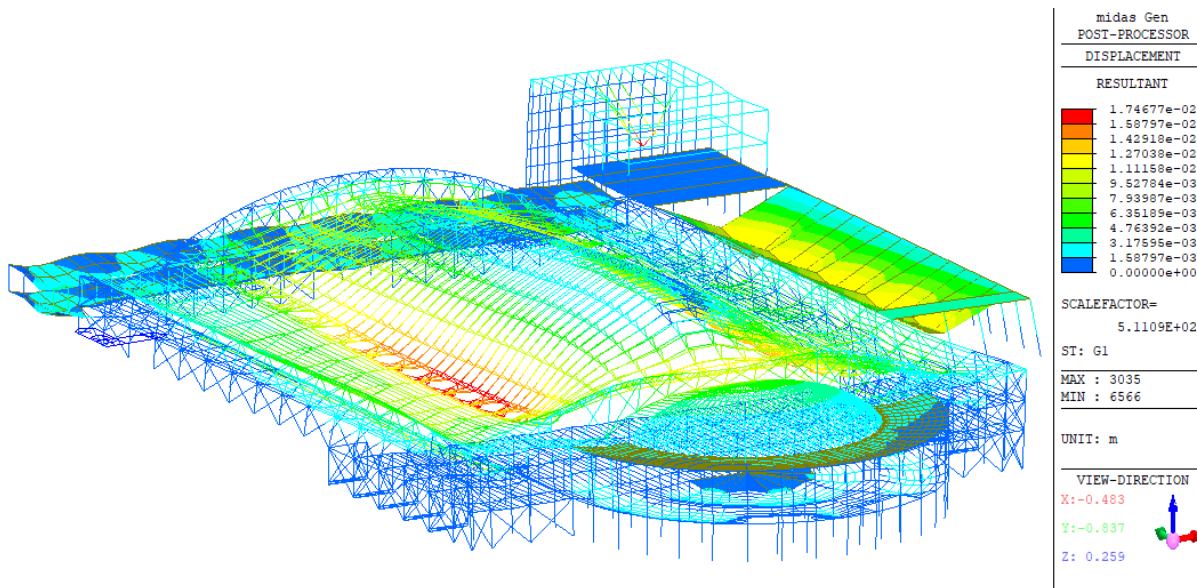


Figura 87: deformata peso proprio vista prospettica

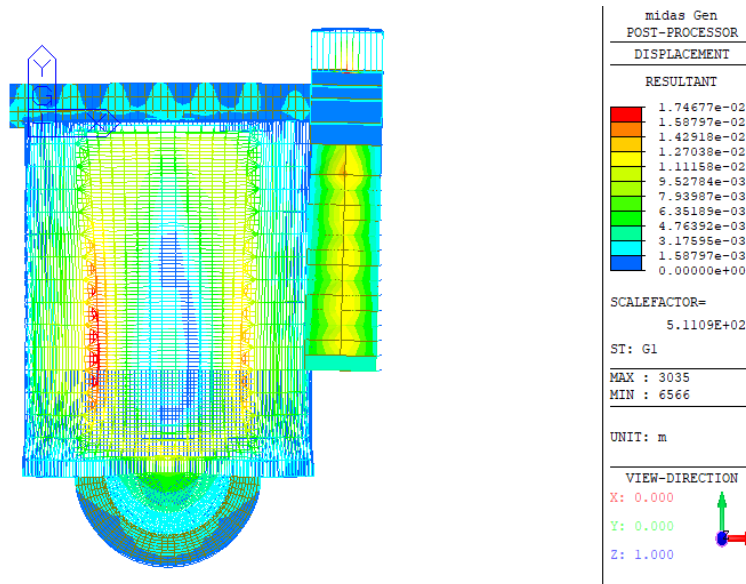


Figura 88: deformata peso proprio vista dall'alto

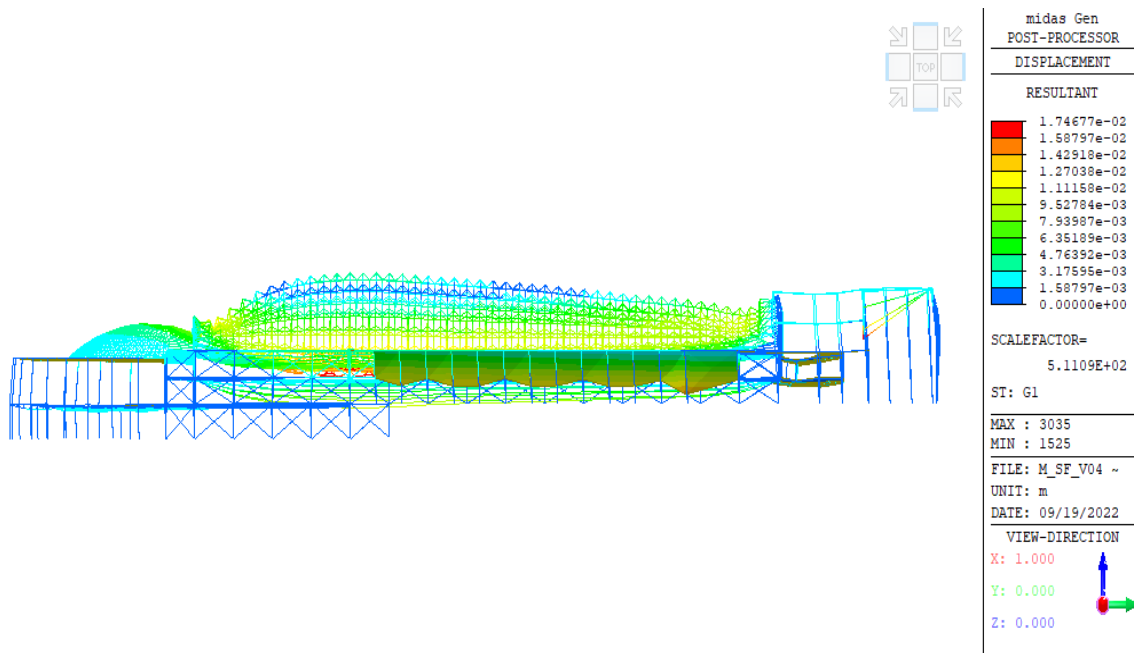


Figura 89: deformata peso proprio vista laterale.

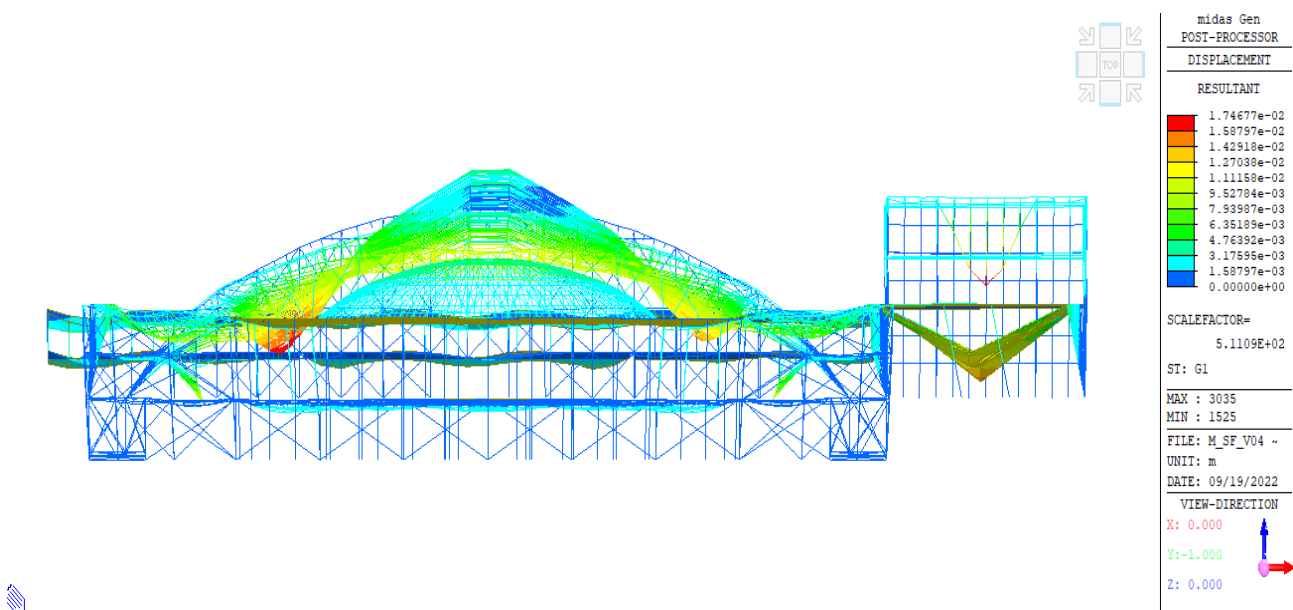


Figura 90: deformata peso proprio vista frontale.

## 6.2 Stato di progetto a seguito degli interventi

Avendo previsto interventi strutturali che comportano una variazione trascurabile della rigidezza e della massa globale della struttura, il modello di riferimento per il calcolo delle sollecitazioni nella configurazione di progetto rimane invariato rispetto lo stato di fatto. È bene precisare che sebbene il modello numerico si invariato, la sollecitazione sismica varia in funzione della nuova duttilità assunta a seguito degli interventi atti alla protezione dei nodi strutturali, con i quali si intende garantire un incremento del fattore di comportamento  $q$  da 1,0 a 1,5.

## 6.3 Altri software

Per le verifiche e il progetto puntuale delle sezioni, correlate all'accettabilità dei risultati, vengono impiegati codici di calcolo scritti *ad hoc* in linguaggio MATLAB a partire dalle Normative riportate in Premessa. Vengono altresì impiegati fogli di calcolo excel per il calcolo degli indici PAM.

Per la verifica di materiali fibro-rinforzati vengono impiegati codici di calcolo scritti *ad hoc* in linguaggio MATLAB a partire dalle Linee Guida CNR per la verifica e il progetto di sezioni in calcestruzzo armato fibro-rinforzato.

Per la verifica dell'accettabilità dei risultati delle verifiche e progetto delle sezioni puntuali si sono utilizzati i software freeware del prof. Gelfi: “*verifica SLU*” per le sezioni in calcestruzzo armato.

### 6.4 Giudizio di accettabilità dei risultati

Al fine di controllare la bontà dei risultati si è proceduto al confronto delle resistenze con strumenti paralleli. Per le resistenze si sono confrontati i risultati in termini di domini di interazione a pressoflessione retta generati dal codice scritto in linguaggio MATLAB e quelli ottenuti dal codice del prof. Gelfi “*verifica SLU*”. A titolo di esempio si riporta il confronto della validazione su 2 sezioni di esempio: *Sezione 1 - Base del pilastro inclinato* (Figura 91), e *Sezione 10 - Nervatura inferiore del concio della volta ondulata* (Figura 92).

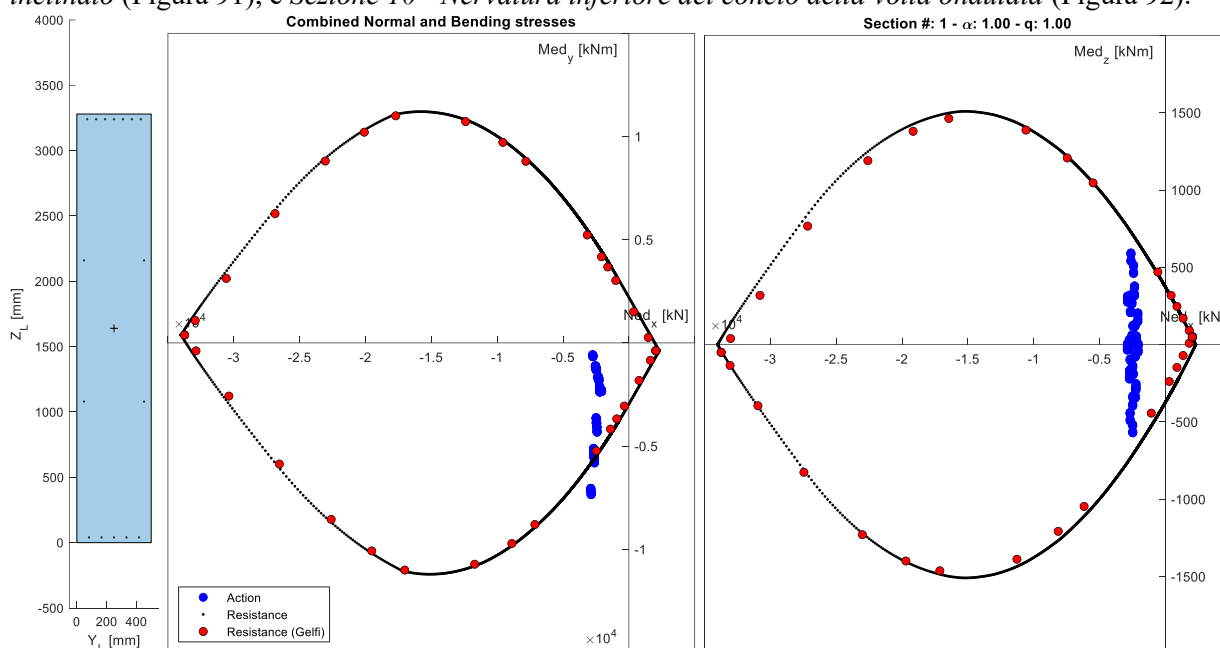


Figura 91: Verifica accettabilità dei risultati del codice di verifica e progetto – Sezione 1.

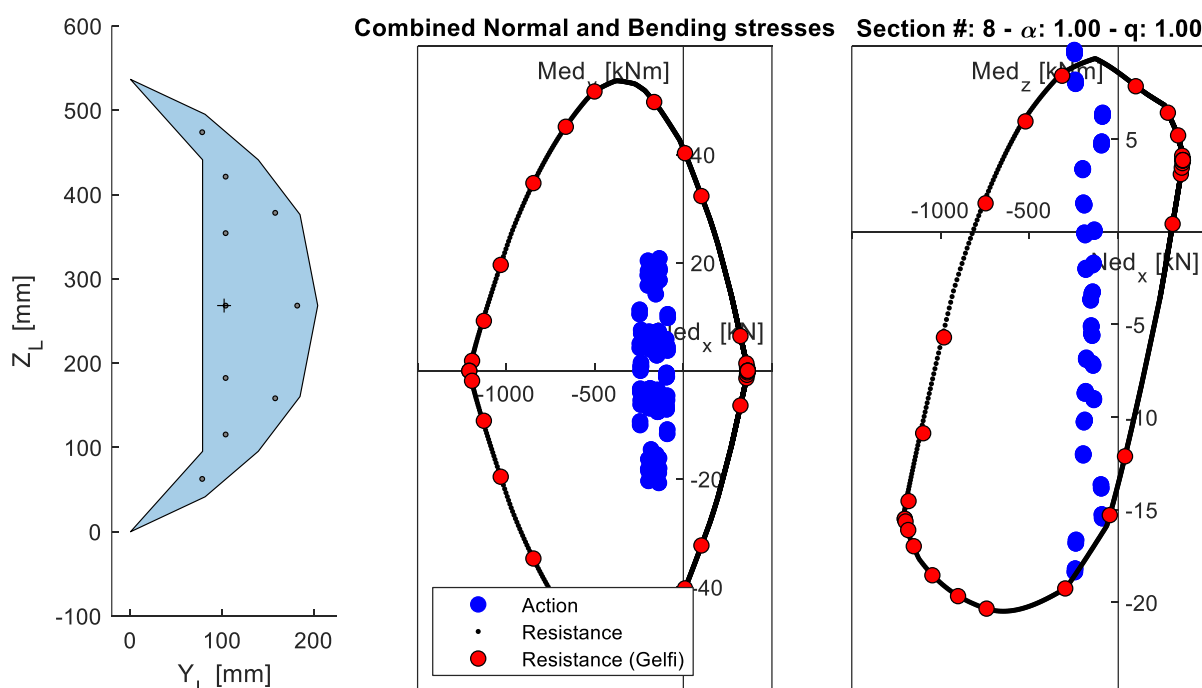


Figura 92: Verifica accettabilità dei risultati del codice di verifica e progetto – Sezione 8.

Inoltre, per la costruzione e l'analisi del modello FEM si è tratto spunto dal documento redatto dal DISEG nell'ambito delle "Valutazioni strutturali e sismiche preliminare" (2021), di cui ai documenti messi a disposizione della stazione appaltante. Vista la tipologia di struttura si è ricercato e instaurato con i responsabili del DISEG un reciproco dialogo di confronto dei rispettivi modelli che ha consentito la validazione degli stessi, come peraltro richiesto dalla normativa per le strutture per le opere di particolare importanza (§10.2.2 delle NTC 2018). I principali risultati di raffronto tra i modelli hanno riguardato:

- le sollecitazioni sul pilastro tipo.
- le frequenze e i modi di vibrare.
- le deformate degli elementi principali.

#### 6.4.1 Raffronto tra i modelli FE

In questa sezione si riporta il confronto dei valori ottenuti dal modello MIDAS (utilizzato per valutare la sicurezza sismica del padiglione) e il modello costruito su ANSYS (modello FEM tratto dal documento redatto dal DISEG nell'ambito delle "Valutazioni strutturali e sismiche preliminare" (2021)).

In Figura 93 è riportato il confronto in termini di modi di vibrare predetti dai due modelli.

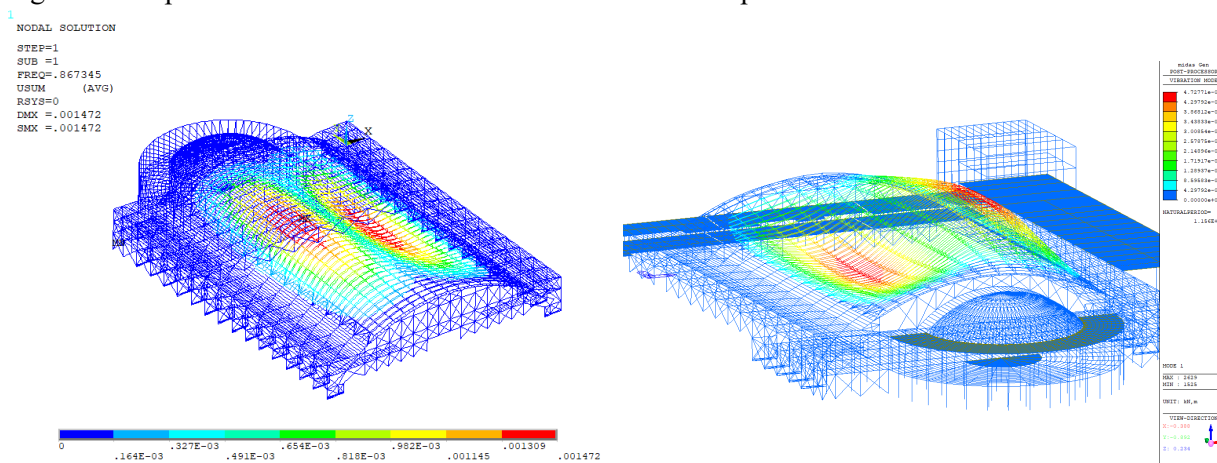


Figura 93: Confronto del primo modo di riferimento predetto dal modello ANSYS (sinistra) e MIDAS (destra)

Dall'immagine è possibile notare come la forma modale predetta sia sostanzialmente analoga, così come il periodo naturale stimato (1.153 s in ANSYS e 1.156 s in MIDAS).

In Figura 94 è riportato il confronto in termini di campo di spostamento (somma vettoriale) predetto dai due modelli per il solo effetto dei carichi permanenti strutturali.

1

NODAL SOLUTION

STEP=1  
SUB =1  
TIME=1  
USUM (AVG)  
RSYS=0  
DMX =.016845  
SMX =.016845

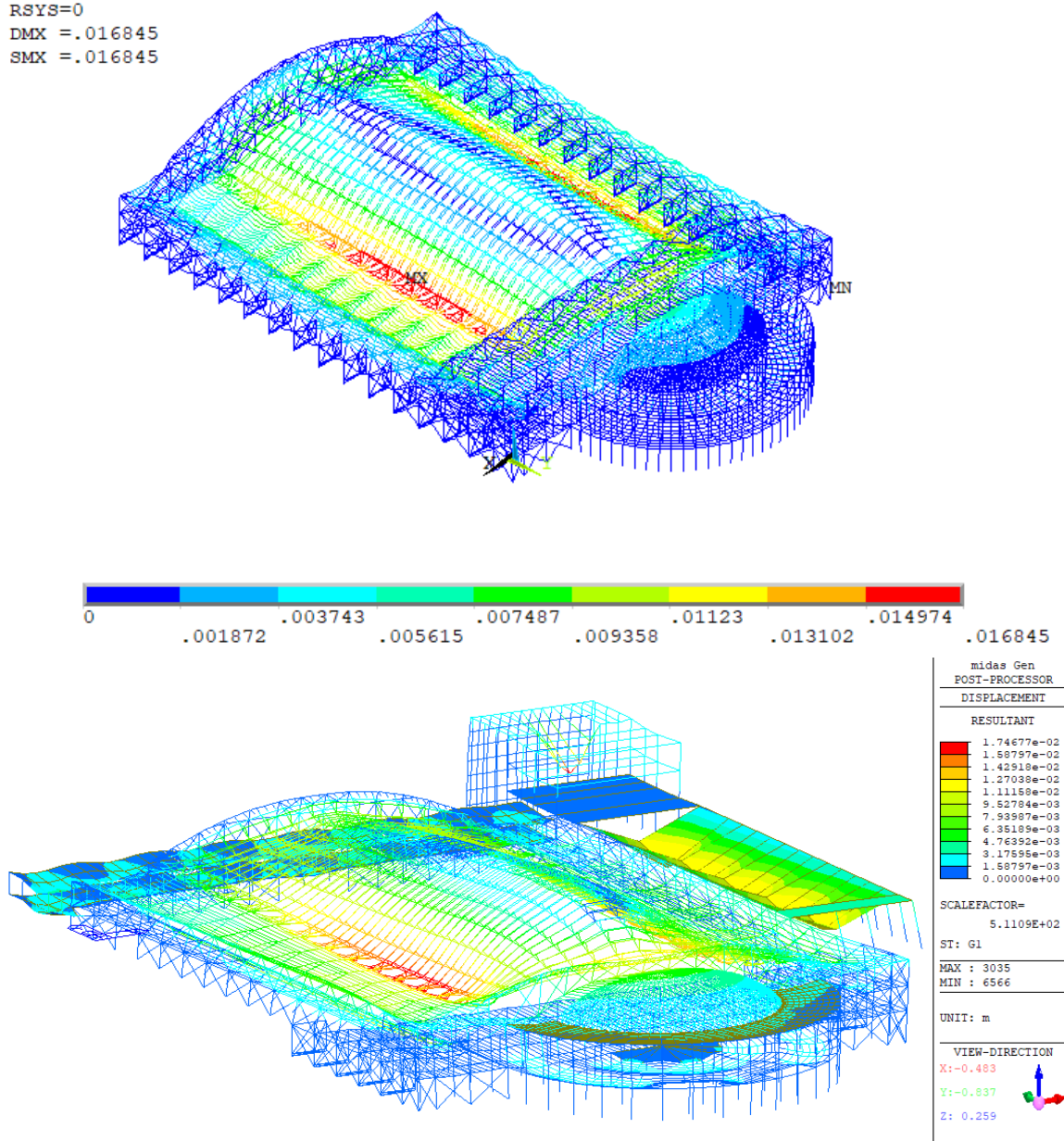


Figura 94: Confronto del campo di spostamento predetto dal modello ANSYS (in alto) e MIDAS (in basso)

Dall'immagine è possibile notare come lo spostamento massimo sia sostanzialmente lo stesso, così come il punto in cui si stima (0.0168 m in ANSYS e 0.0175 m in MIDAS, stimato in corrispondenza dei ventagli del quarto e quinto pilastro).

In fine, in Figura 95 è riportato il confronto in termini di momento flettente predetto dai due modelli per il solo effetto dei carichi permanenti strutturali.

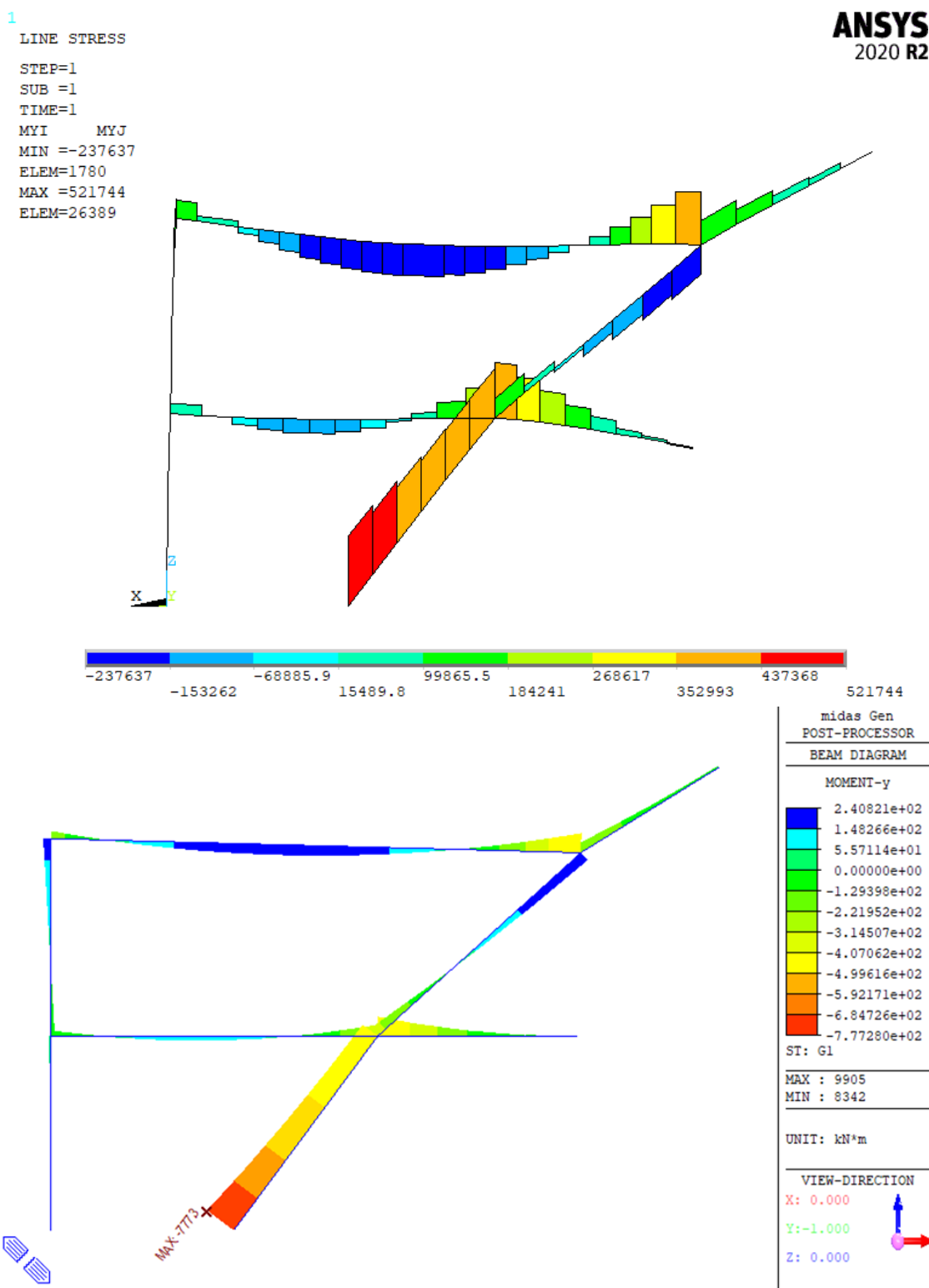


Figura 95: Confronto del momento flettente predetto dal modello ANSYS (in alto) e MIDAS (in basso)

Dall'immagine è possibile notare, nonostante la diversa quota di applicazione del vincolo alla base (a livello del piano di calpestio per il modello MIDAS e a una quota inferiore pari al piano di posa della fondazione per il modello ANSYS) come il momento flettente sia molto simile (valore di picco alla base pari a -521.7 kNm in ANSYS e -777.3 kNm in MIDAS, stimato in corrispondenza del 2 pilastro, contato a partire dal timpano anteriore lato ovest, della facciata sud).

## 7 Verifica e progetto degli elementi principali

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi, complete di verifiche e commenti. Per le strutture esistenti viene riportata la sintesi dell'analisi statica per carichi verticali e l'analisi multimodale con spettro di risposta per le azioni orizzontali, con il raffronto tra stato di fatto e stato di progetto per valutare il grado di miglioramento raggiunto con gli interventi di progetto. Per i nuovi interventi vengono riportate le verifiche delle sezioni degli elementi principali. Le verifiche di tutte le sezioni sono riportate nei tabulati di calcolo.

### 7.1 Analisi e azioni di progetto

#### 7.1.1 Analisi Statica - SLU

L'analisi statica è stata effettuata imponendo la combinazione fondamentale dei carichi. La risposta strutturale nei confronti delle azioni fondamentali viene valutata con analisi elastica lineare. L'analisi statica è stata condotta mediante il software MIDAS. Di seguito si espone una sintesi dei risultati delle Caratteristiche di Sollecitazione (Cds) predette nelle sezioni degli elementi tipo già descritti all'inizio della presente relazione. In Figura 96-Figura 99 è riportato il campo di spostamento dovuto all'applicazione dei carichi in combinazione fondamentale.

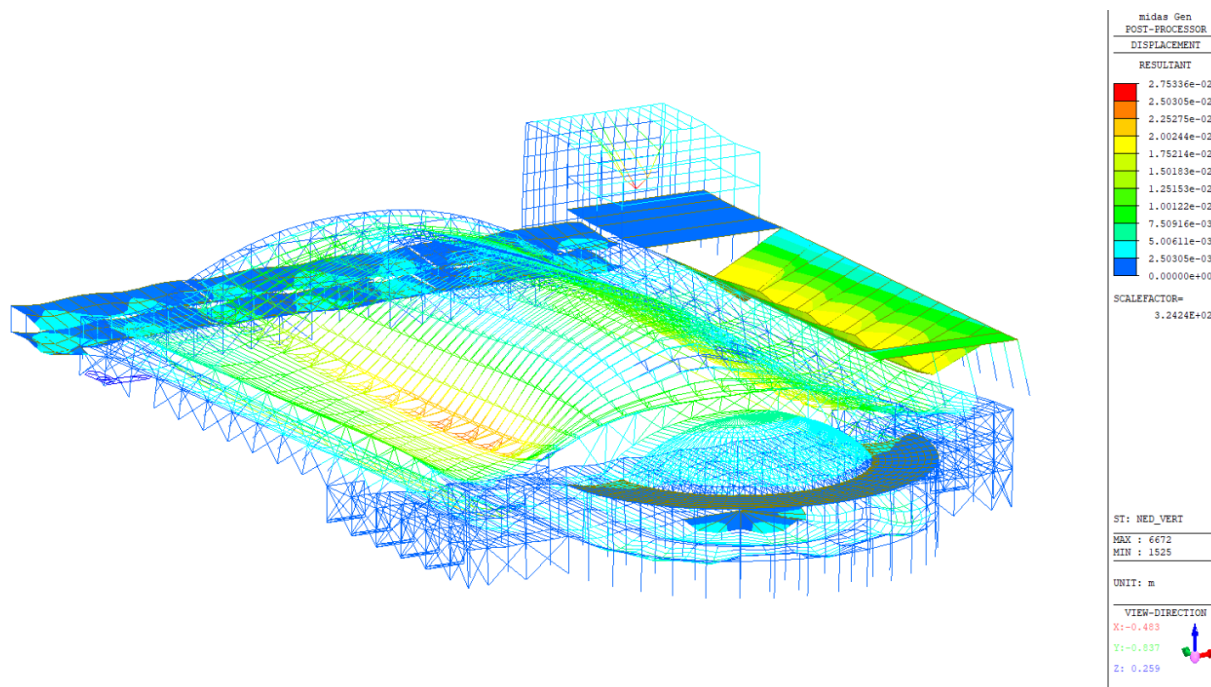


Figura 96: Campo di spostamento, somma vettoriale degli spostamenti, vista prospettica.

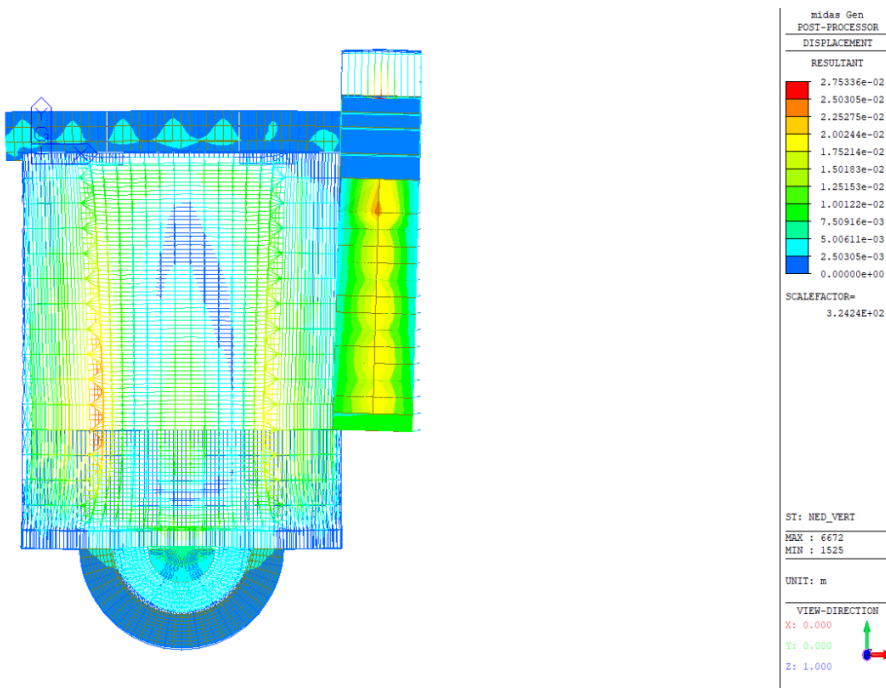


Figura 97: Campo di spostamento, somma vettoriale degli spostamenti, vista dall'alto.

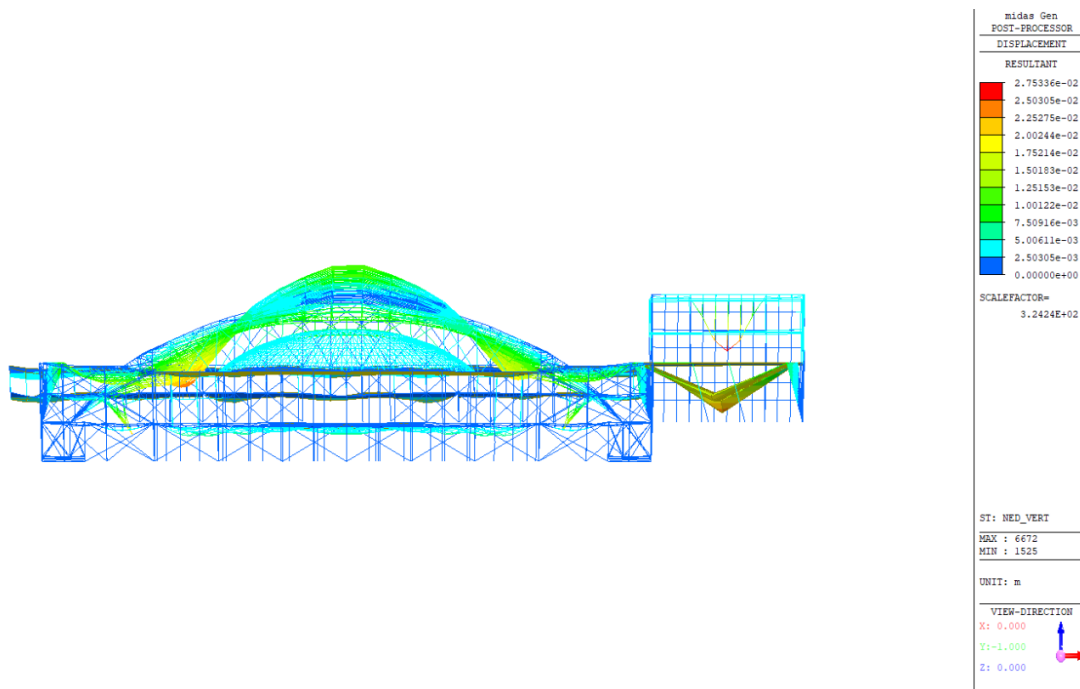


Figura 98: Campo di spostamento, somma vettoriale degli spostamenti, vista in sezione trasversale.



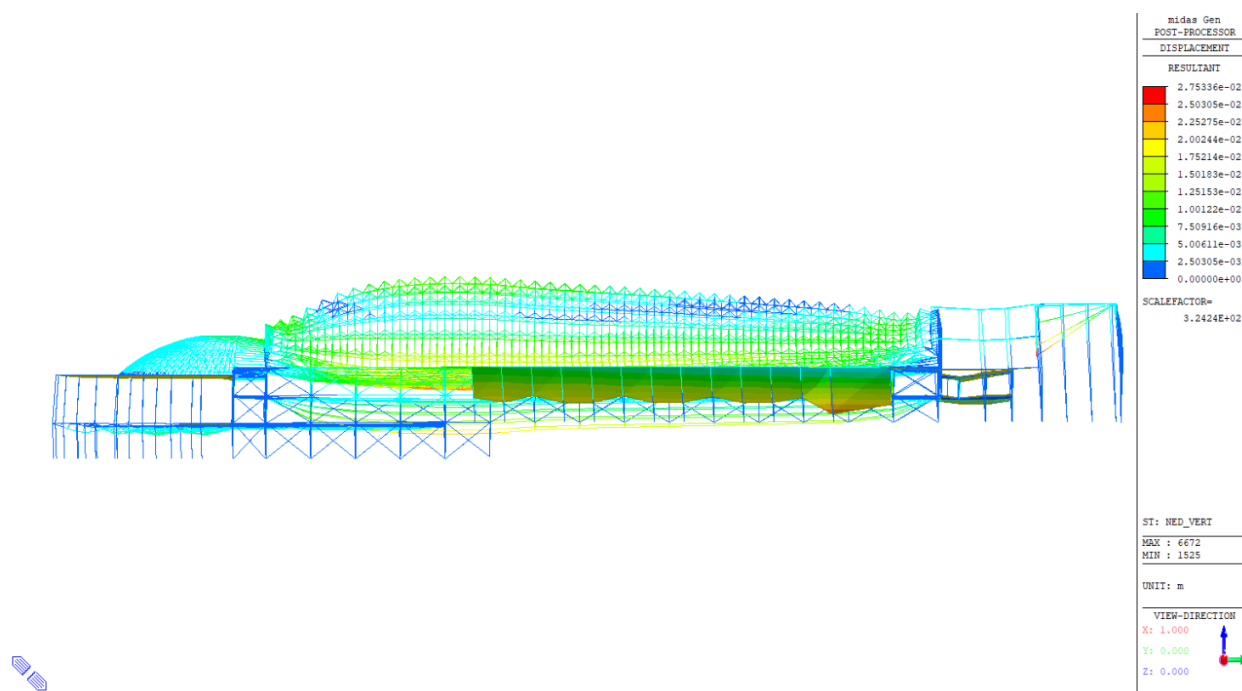


Figura 99: Campo di spostamento, somma vettoriale degli spostamenti, vista in sezione longitudinale.

Di seguito si riportano i valori di involuppo delle CdS, per ogni sezione analizzata (ogni sezione ha 2 punti di riferimento che definiscono l'estremità del tratto di elemento analizzato, o la mezzeria di esso). Un valore di sforzo normale negativo indica tensioni di compressione, un valore di momento flettente negativo indica che le fibre tese sono poste nel semipiano positivo dell'asse locale di riferimento dell'elemento finito (asse Z o Y essendo l'asse X locale l'asse perpendicolare alla sezione). L'asse riportata a fianco della CdS definisce la direzione della CdS stessa.

Tabella 24: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 1.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1	ENV_SLU(all)	I[264]	-4341.23	-14.85	916.73	5.18	-2091.21	-34.11
1	ENV_SLU(all)	J[3004]	-4522.58	-14.85	1051.26	5.18	-7783.26	52.38

Tabella 25: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 2.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
2	ENV_SLU(all)	I[1577]	-2796.74	-57.54	86.66	21.25	-175.63	-16.28
2	ENV_SLU(all)	J[2966]	-2806.87	-57.54	103.09	21.25	-258.53	34.06

Tabella 26: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 3.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
3	ENV_SLU(all)	I[187]	-4674.3	6.85	255.69	-51.49	-814.72	-17.83
3	ENV_SLU(all)	J[147]	-4854.69	6.85	390.22	-51.49	-2368.9	-27.81

Tabella 27: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 4.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
4	ENV_SLU(all)	I[1559]	-2964.28	207.5	-25.34	-96.26	-148.22	44.54
4	ENV_SLU(all)	J[2957]	-2974.42	207.5	36.61	-96.26	-173.04	-136.77

Tabella 28: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 5.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
5	ENV_SLU(all)	I[5216]	-3951.3	-8.87	445.82	28.47	-712.95	22.77
5	ENV_SLU(all)	J[3416]	-4132.65	-8.87	580.35	28.47	-3608.13	38.18

Tabella 29: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 6.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
6	ENV_SLU(all)	I[5184]	-2625.85	81.67	-30.28	44.32	-123.07	31.16
6	ENV_SLU(all)	J[5185]	-2635.99	81.67	28.73	44.32	-141	-40.2

Tabella 30: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 7.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
7	ENV_SLU(all)	I[3750]	98.39	-19.8	33.66	-18.99	5.47	-3.73
7	ENV_SLU(all)	J[3706]	100.85	-19.8	39.18	-18.99	-28.35	20.54

Tabella 31: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 8.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
8	ENV_SLU(all)	I[2131]	-526.34	-14.33	-0.36	-0.07	-0.74	-14.42
8	ENV_SLU(all)	J[2133]	-519.68	15.4	-0.36	-0.07	0.9	-13.19

Tabella 32: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 9.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
9	ENV_SLU(all)	I[1717]	-226.46	4.38	5.03	8.67	13.05	13.04
9	ENV_SLU(all)	J[1718]	-228.7	4.38	11.97	8.67	9.5	6.92

Tabella 33: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 10.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
10	ENV_SLU(all)	I[2114]	-539.07	-17.67	-2.17	-0.1	-3.71	-22.33
10	ENV_SLU(all)	J[1711]	-549.51	13.22	-2.17	-0.1	4.43	11.69

Tabella 34: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 11.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
11	ENV_SLU(all)	I[1682]	-525.01	-13.74	19.69	-6.25	12.04	-4.32
11	ENV_SLU(all)	J[1559]	-527.18	-13.74	28.22	-6.25	-29.15	19.8

Tabella 35: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 12.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
12	ENV_SLU(all)	I[1685]	169.86	16.36	-9.95	-2.74	6.77	6.56
12	ENV_SLU(all)	J[1556]	168.29	24.92	-9.95	-2.74	23.61	-32.14

Tabella 36: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 13.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
13	ENV_SLU(all)	I[3272]	18.89	17.21	7.26	-0.1	20.44	19.21
13	ENV_SLU(all)	J[3273]	18.89	-10.93	7.25	-0.1	-19.47	2.05

Tabella 37: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 14.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
14	ENV_SLU(all)	I[6305]	-1582.1	122.79	-148.12	8.66	-170.33	59
14	ENV_SLU(all)	J[3230]	-1573.11	122.79	-138.98	8.66	-32.19	-63.79

Tabella 38: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 15.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
15	ENV_SLU(all)	I[3273]	35.58	0	-23.97	0.58	33.99	0
15	ENV_SLU(all)	J[3939]	53.6	0	-23.95	0.58	33.93	0

Tabella 39: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 16.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
16	ENV_SLU(all)	I[3988]	-111.11	-25.36	-146.01	-41.36	-281.8	-34.85
16	ENV_SLU(all)	J[4576]	-111.11	-25.36	-94.97	-41.36	35.93	32.94

Tabella 40: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 17.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
17	ENV_SLU(all)	I[6305]	85.62	26.77	-505.32	-84.97	-466.12	32.23
17	ENV_SLU(all)	J[6508]	85.62	26.77	-486.89	-84.97	-78.16	8.87

Tabella 41: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 18.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
18	ENV_SLU(all)	I[3916]	-1572.73	-1.95	6.11	1.43	23.59	-8.12
18	ENV_SLU(all)	J[212]	-1625.59	-1.95	6.11	1.43	-26.1	7.75

Tabella 42: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 19.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
19	ENV_SLU(all)	I[3916]	-1572.73	-1.95	6.11	1.43	23.59	-8.12
19	ENV_SLU(all)	J[212]	-1625.59	-1.95	6.11	1.43	-26.1	7.75

Tabella 43: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 20.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
20	ENV_SLU(all)	I[646]	853.14	-2.03	-121.36	2.68	-474.31	-12.71
20	ENV_SLU(all)	J[680]	936.26	-2.03	18.96	2.68	-18.56	5.06

Tabella 44: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 21.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
21	ENV_SLU(all)	I[646]	-1265.05	20.77	47.5	-0.43	170.52	64.4
21	ENV_SLU(all)	J[3987]	-1330.44	20.77	47.5	-0.43	-119.08	-62.27

Tabella 45: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 22.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
22	ENV_SLU(all)	I[5129]	-2520.01	4.65	-8.22	0.06	-24.2	-11.32
22	ENV_SLU(all)	J[5130]	-2587.39	4.65	-8.22	0.06	25.93	-19.09

Tabella 46: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 23.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
23	ENV_SLU(all)	2/4	-637.81	-2.13	-41.51	-16.75	120.03	-2.31
23	ENV_SLU(all)	2/4	-637.81	-2.13	-41.51	-16.75	120.03	-2.31

Tabella 47: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 24.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
24	ENV_SLU(all)	I[4844]	-509.28	-4.55	-104.43	-14.36	-62.77	-8.23
24	ENV_SLU(all)	J[4834]	-509.28	-4.55	-53.4	-14.36	158.44	3.69

Tabella 48: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 25.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
25	ENV_SLU(all)	2/4	146.54	-5.01	9.98	-17.33	84.58	-11.76
25	ENV_SLU(all)	2/4	146.54	-5.01	9.98	-17.33	84.58	-11.76

Tabella 49: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 26.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
26	ENV_SLU(all)	I[4017]	103.28	-14.57	103.65	-23.91	87.41	-12.11
26	ENV_SLU(all)	J[4414]	103.28	-14.57	122.09	-23.91	-11.08	2.18

Tabella 50: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 27.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
27	ENV_SLU(all)	I[254]	-4272.88	12.82	-1145.49	21.41	2056.5	24.4
27	ENV_SLU(all)	J[3003]	-4454.23	12.82	-1280.02	21.41	9057.3	-49.82

Tabella 51: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 28.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
28	ENV_SLU(all)	I[1574]	-2788.88	91.96	-83.31	19.79	169.19	26.07
28	ENV_SLU(all)	J[2963]	-2799.01	91.96	-99.74	19.79	249.17	-54.28

Tabella 52: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 29.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
29	ENV_SLU(all)	I[5213]	-4072.74	-14.2	721.35	7.48	-1351.73	-34.17
29	ENV_SLU(all)	J[3392]	-4254.09	-14.2	855.88	7.48	-5905.73	48.02

Tabella 53: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 30.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
30	ENV_SLU(all)	I[5169]	-2756.26	-39.24	59.52	18.95	-187.14	-12.97
30	ENV_SLU(all)	J[5170]	-2766.39	-39.24	75.95	18.95	-246.33	22.39

Tabella 54: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 31.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
31	ENV_SLU(all)	I[550]	-4165.2	-15.3	1032.58	-15.29	-1353.23	-36.77
31	ENV_SLU(all)	J[3008]	-4346.55	-15.3	1167.11	-15.29	-7581.5	51.8

Tabella 55: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 32.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
32	ENV_SLU(all)	I[1605]	-2779.98	74.74	114.54	-16.62	-204.12	21.61
32	ENV_SLU(all)	J[2990]	-2790.12	74.74	130.97	-16.62	-311.39	-43.7

Tabella 56: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 33.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
33	ENV_SLU(all)	I[5217]	-3907.07	-11.72	599.03	-3.89	-915.79	-23.07
33	ENV_SLU(all)	J[3543]	-4088.42	-11.72	733.56	-3.89	-4773.47	44.8

Tabella 57: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 34.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
34	ENV_SLU(all)	I[5189]	-2699.58	35.36	-93.86	-19.97	-173.46	12.08
34	ENV_SLU(all)	J[5190]	-2707.04	35.36	-81.77	-19.97	-191.99	-18.82

Tabella 58: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 35.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
35	ENV_SLU(all)	I[3708]	-1129.2	-4.14	-133.91	0.77	-422.59	-7.98
35	ENV_SLU(all)	J[3816]	-1189.78	-4.14	-133.91	0.77	201.47	11.32

Tabella 59: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 36.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
36	ENV_SLU(all)	2/4	-223.06	-3.11	-26.35	-4.33	48.09	-2
36	ENV_SLU(all)	2/4	-223.06	-3.11	-26.35	-4.33	48.09	-2

Tabella 60: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 37.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
37	ENV_SLU(all)	2/4	-238.73	1.46	-11.04	0.93	-38.99	-1.79
37	ENV_SLU(all)	2/4	-238.73	1.46	-11.04	0.93	-38.99	-1.79

Tabella 61: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 38.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
38	ENV_SLU(all)	I[3695]	-1424.77	14.82	66.87	0.98	213.1	43.09
38	ENV_SLU(all)	J[3814]	-1484.38	14.82	66.87	0.98	-97.87	-24.86

Tabella 62: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 39.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
39	ENV_SLU(all)	I[3917]	-82.93	1.36	54.42	2.97	266.46	3.6
39	ENV_SLU(all)	J[3985]	-82.93	1.36	106.42	2.97	-180.49	-3.87

Tabella 63: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 40.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
40	ENV_SLU(all)	I[3914]	-43.95	26.88	38.29	3.31	102.58	73.05
40	ENV_SLU(all)	J[6458]	-43.95	26.88	113.95	3.31	-316.11	-74.8

Tabella 64: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 41.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
41	ENV_SLU(all)	I[6777]	-1256.4	-12.8	-16.09	0.15	-25.74	-22.65
41	ENV_SLU(all)	J[6936]	-1232.21	-12.8	-16.09	0.15	49.09	36.96

Tabella 65: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 42.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
42	ENV_SLU(all)	2/4	-430.78	-5.81	-11.11	0.15	7.44	1.93
42	ENV_SLU(all)	2/4	-430.78	-5.81	-11.11	0.15	7.44	1.93

Tabella 66: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 43.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
43	ENV_SLU(all)	I[6780]	43.17	1.51	-124.56	16.31	-174.99	2.15
43	ENV_SLU(all)	J[7068]	43.17	1.51	-93.68	16.31	97.86	-1.62

Tabella 67: Caratteristiche di Sollecitazione (CdS) per la sezione 44.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
44	ENV_SLU(all)	2/4	4.79	0.02	-10.31	0.06	50.42	0
44	ENV_SLU(all)	2/4	4.79	0.02	-10.31	0.06	50.42	0



### 7.1.2 Analisi Multimodale con spettro di risposta - SLV

L'analisi multimodale con spettro di risposta è stata condotta mediante il software MIDAS con azioni allo Stato Limite di salvaguardia delle Vita (SLV). La struttura è stata vincolata, al fine dell'analisi sismica, a livello del piano campagna effettivo della struttura. In Figura 100-Figura 103 sono riportati i primi due modi di vibrare del padiglione 2 predetti dal modello FE MIDAS.

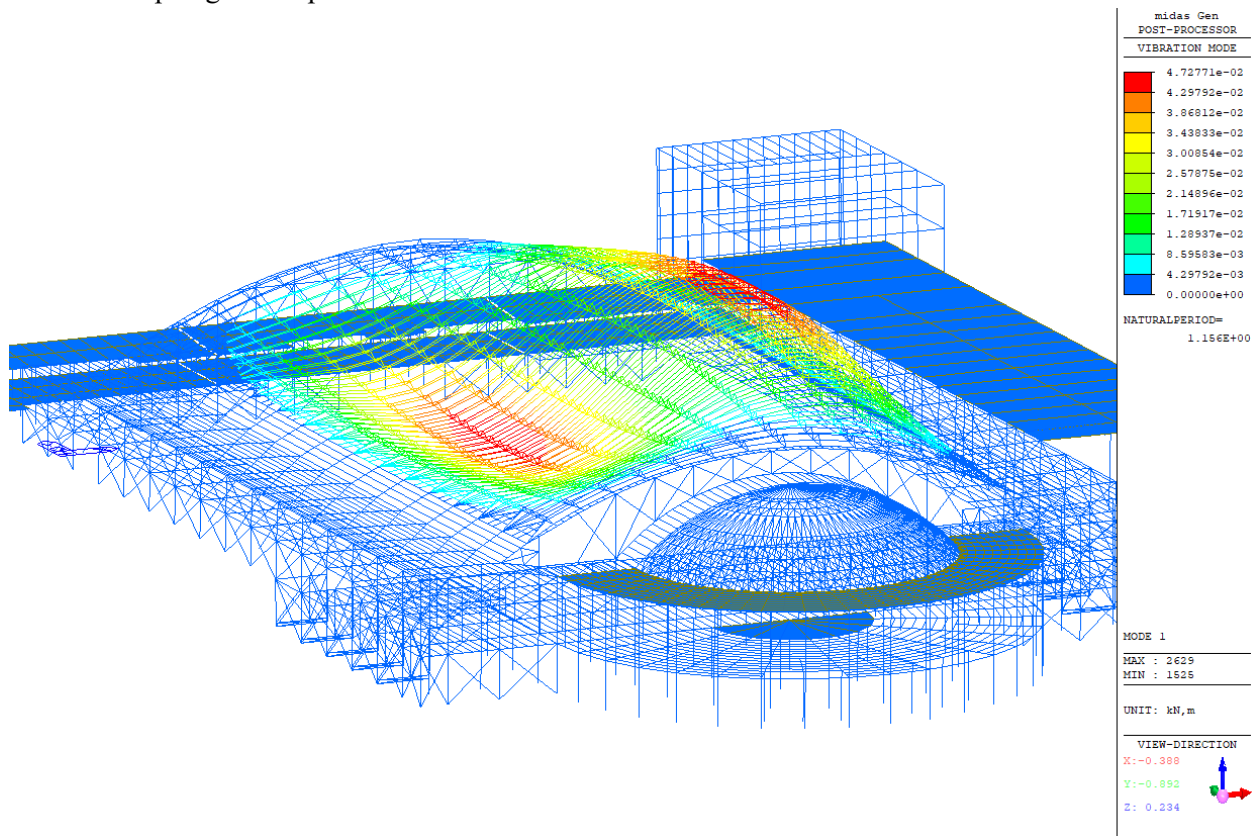


Figura 100: Primo modo di vibrare del padiglione 2 predetto dal modello MIDAS, vista prospettica.

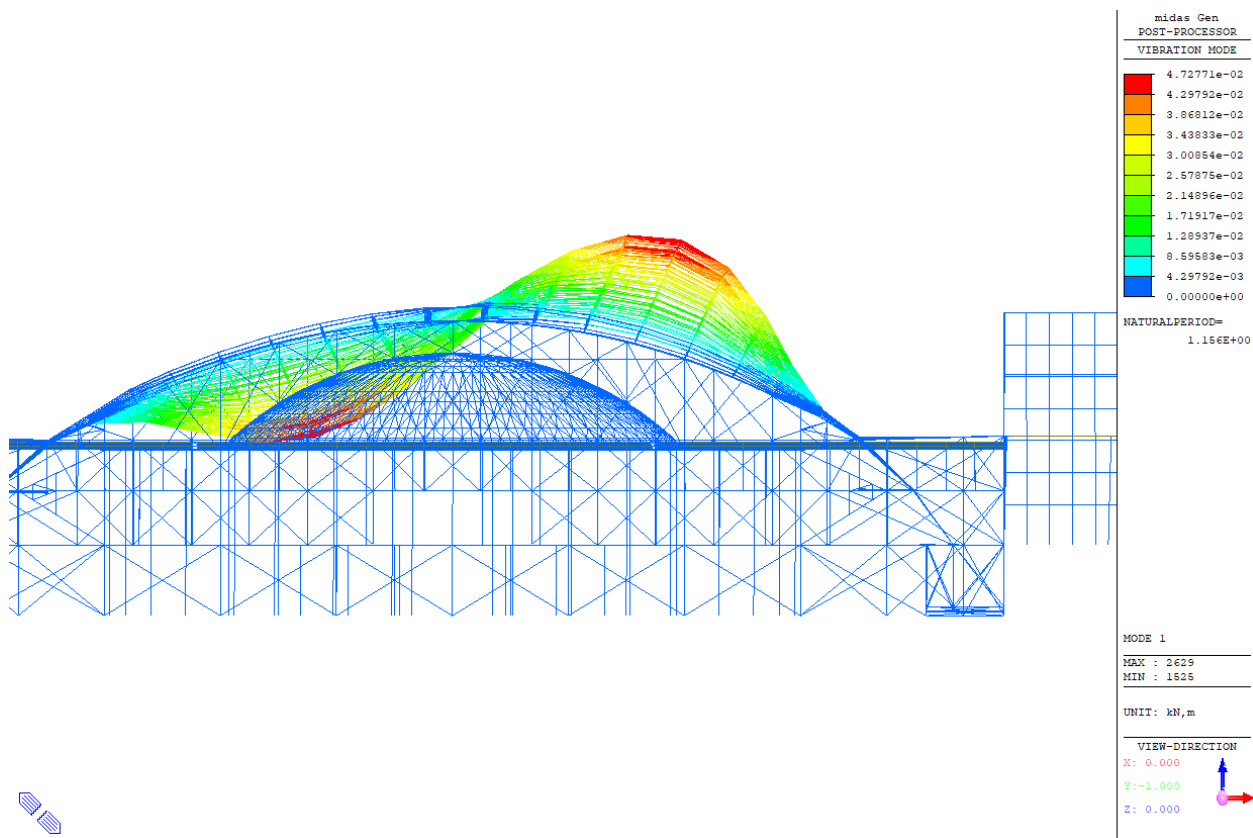


Figura 101: Primo modo di vibrare del padiglione 2 predetto dal modello MIDAS, vista in sezione trasversale.

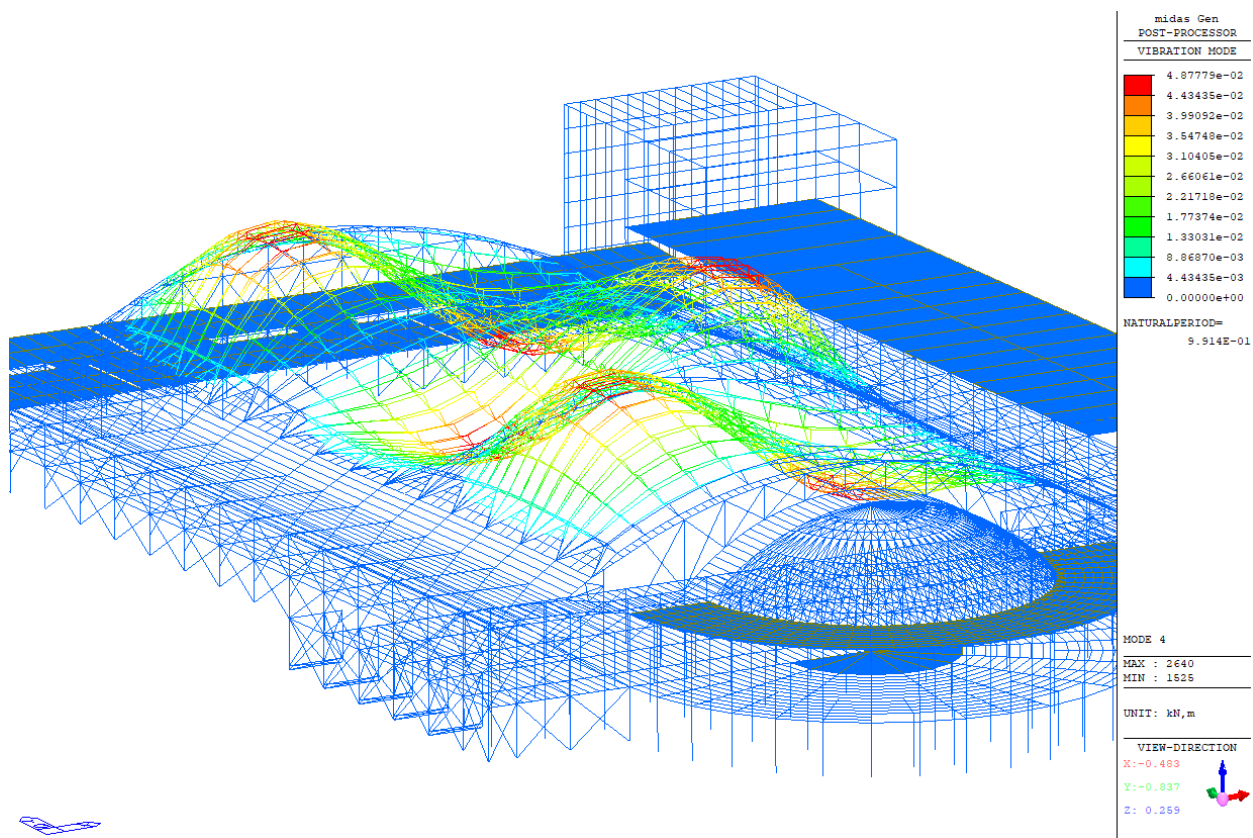


Figura 102: Secondo modo di vibrare del padiglione 2 predetto dal modello MIDAS, vista prospettica.

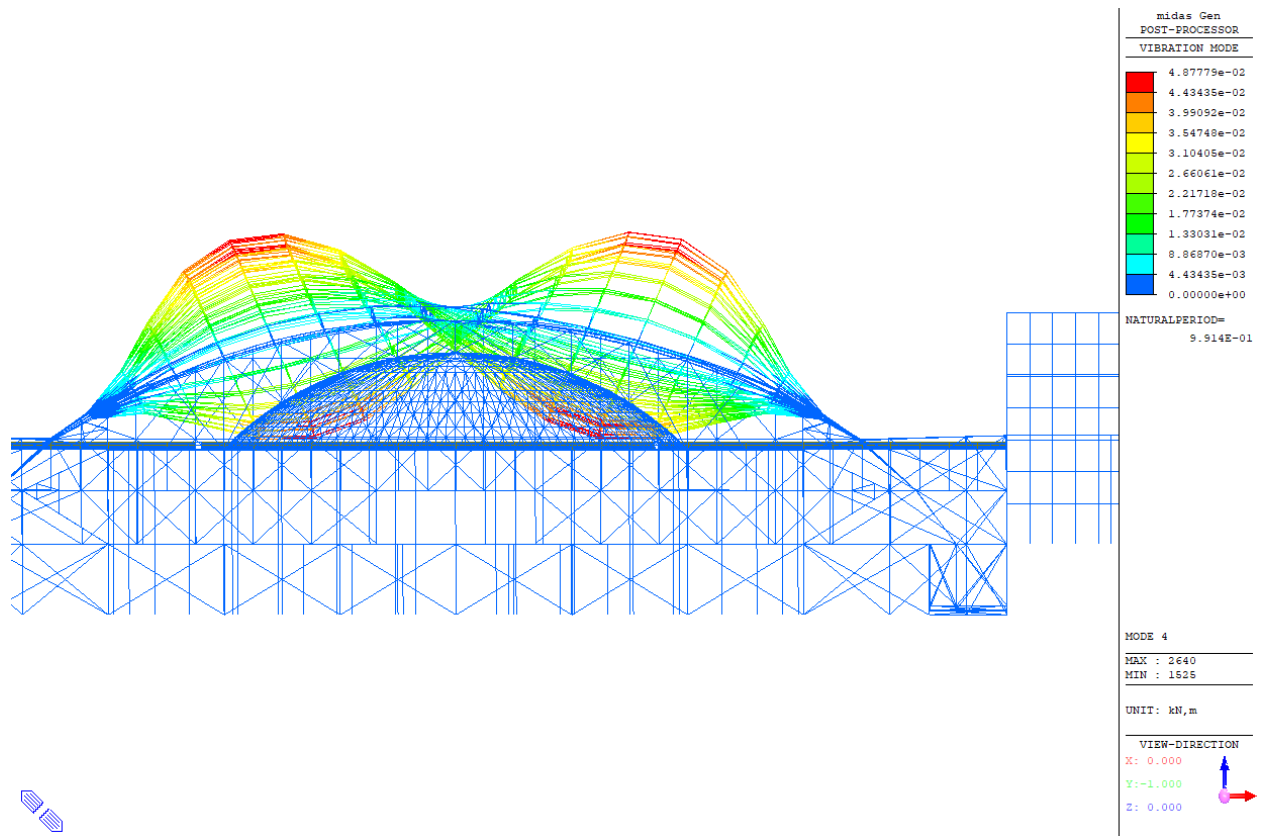


Figura 103: Secondo modo di vibrare del padiglione 2 predetto dal modello MIDAS, vista in sezione trasversale.

L'analisi svolta ha contemplato la presa in conto di 96 differenti combinazioni di carico:

- 4 posizioni del centro di massa.
- 3 terremoti prevalenti (uno per ogni direzione spaziale della struttura).
- 2 versi di applicazione dell'azione sismica.
- 4 combinazioni dovute alla permutazione dei segni per il singolo centro di massa, terremoto prevalente e rispettivo verso di applicazione dell'azione sismica.

Ognuna delle 96 combinazioni è stata verificata seguendo le indicazioni contenute nella normativa di riferimento (vedere la *Premessa* della presente relazione). In Figura 104-Figura 107 è riportato, a titolo illustrativo, il campo di spostamenti risultante dall'involuppo delle 96 combinazioni di carico allo Stato Limite di salvaguardia delle Vita (SLV).

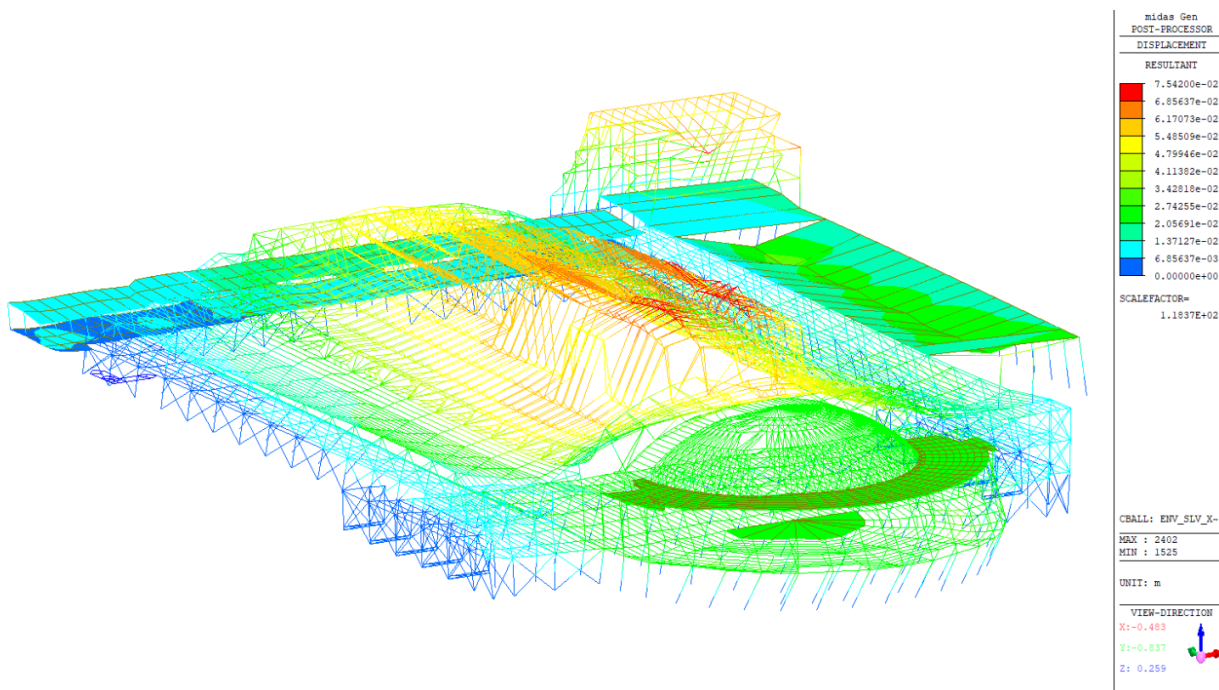


Figura 104: Campo di spostamento, somma vettoriale degli spostamenti, vista prospettica.

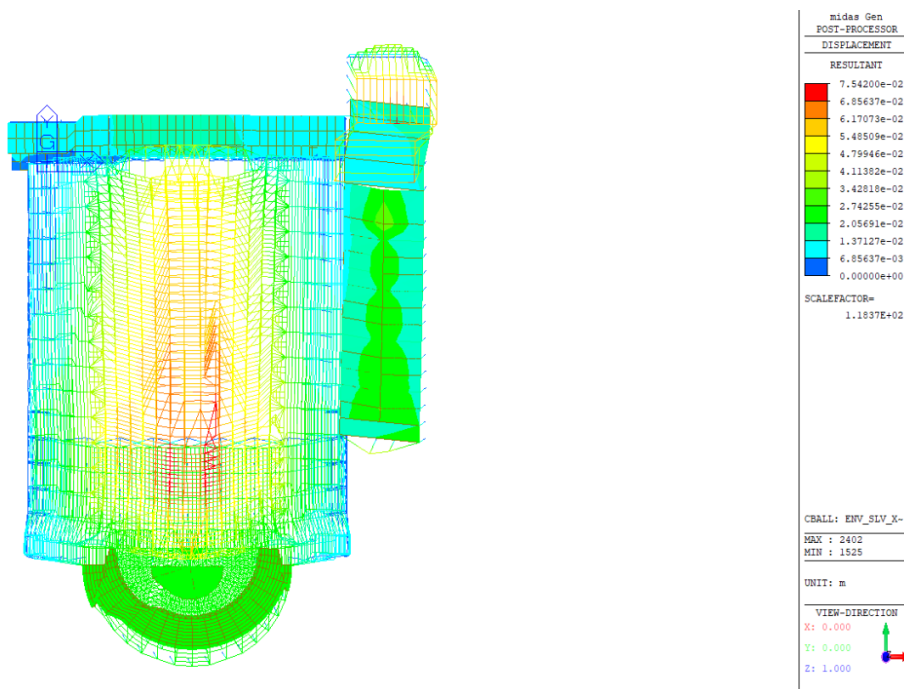


Figura 105: Campo di spostamento, somma vettoriale degli spostamenti, vista dall'alto.

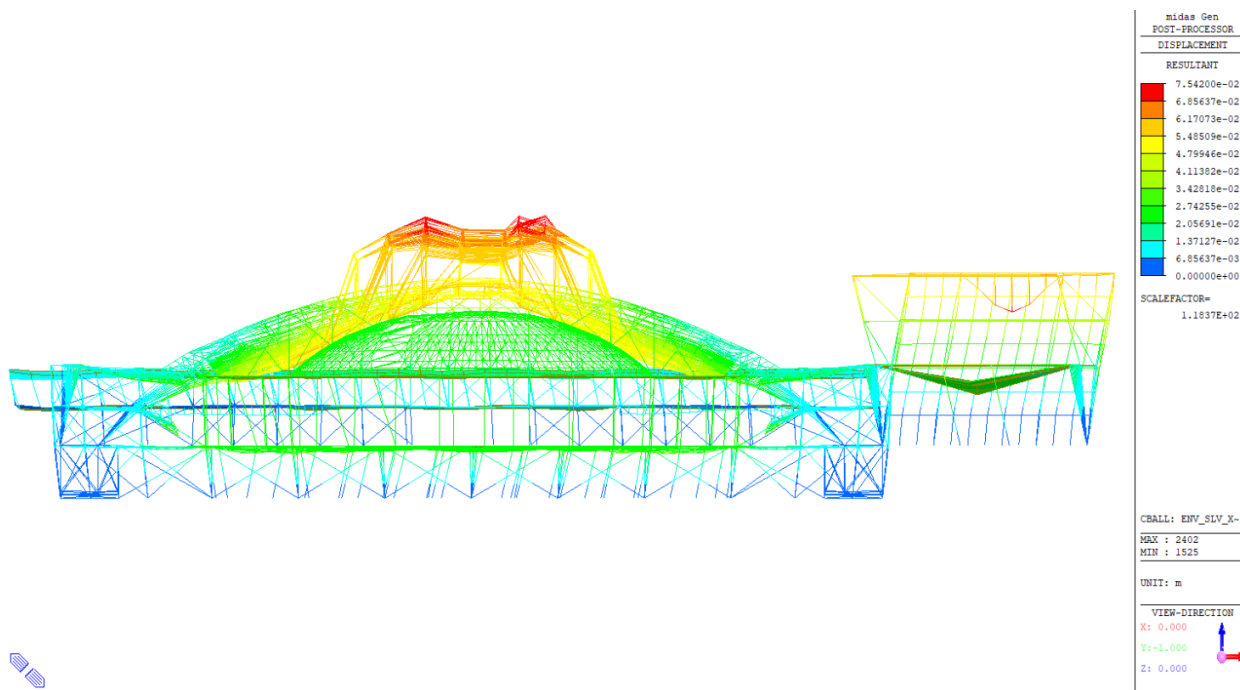


Figura 106: Campo di spostamento, somma vettoriale degli spostamenti, vista in sezione trasversale.

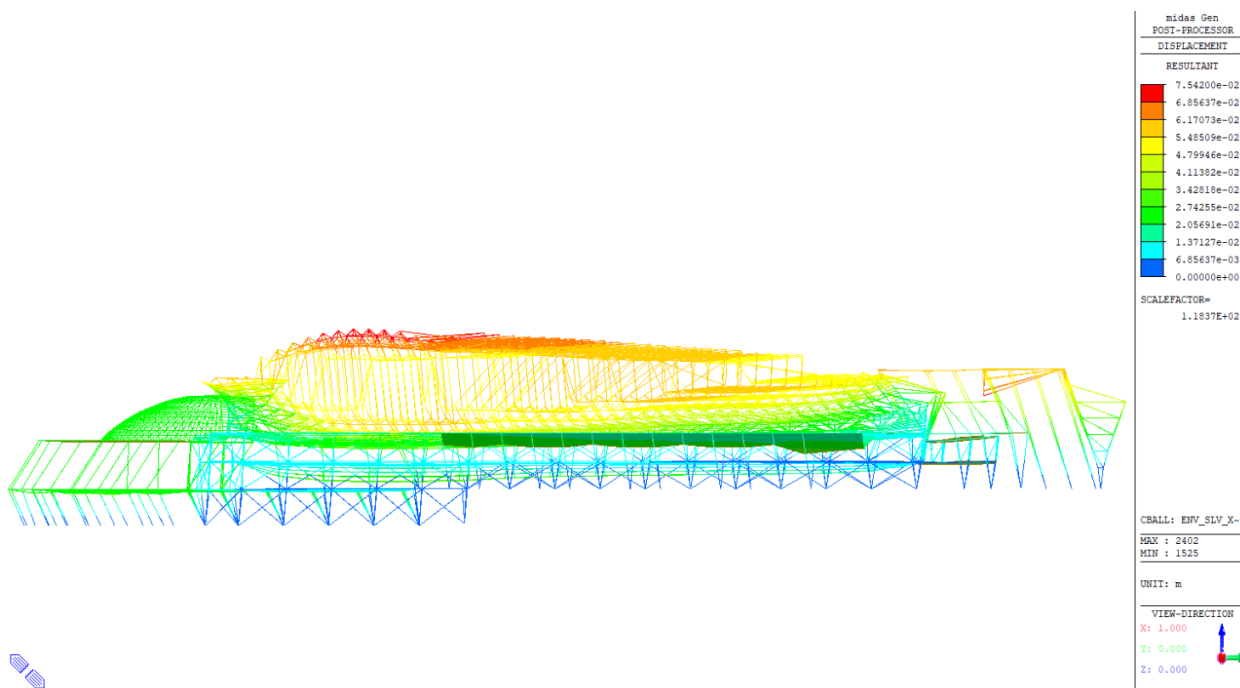


Figura 107: Campo di spostamento, somma vettoriale degli spostamenti, vista in sezione longitudinale.

Per brevità, in allegato (file “excel” sezSS.xls, con SS numero identificativo della sezione) si riportano i valori delle CdS per le 96 combinazioni e per ogni sezione analizzata (ogni sezione ha 2 punti di riferimento che definiscono l’estremità del tratto di elemento analizzato, o la mezzeria di esso), già combinate con gli effetti dei carichi gravitazionali (in configurazione quasi permanente). Un valore di sforzo normale negativo indica tensioni di compressione, un valore di momento flettente negativo indica che le fibre tese sono poste nel semipiano positivo dell’asse locale di riferimento dell’elemento finito (asse Z o Y essendo l’asse X locale l’asse perpendicolare alla sezione). L’asse riportata a fianco della CdS definisce la direzione della CdS stessa.

## 7.2 Verifica degli elementi

In questa sezione si riportano i risultati delle verifiche strutturali secondo normativa per ogni sezione di riferimento, secondo combinazione fondamentale e combinazione sismica delle azioni allo SLV. Vista la particolare vulnerabilità riscontrata per la struttura, ai fini del calcolo della sicurezza si sono considerate solo alcune sezioni, dette di seguito *sezioni candidate*, aventi particolare importanza per la stabilità globale dell'edificio o per il mantenimento di funzionalità in caso di un potenziale grave danneggiamento della struttura (esempio: sezioni in prossimità di zone di accesso atte ad evacuare civili in caso di necessità). Tali sezioni sono così individuate: dalla 1 alla 11, la 14, la 16 e la 17, la 21, dalla 23 alla 26, dalla 28 alla 38 e dalla 41 alla 44.

In Tabella 68 sono riportati per ogni sezione i rapporti fra resistenza e sollecitazione secondo combinazione fondamentale allo SLU, per ogni CdS ( $V_y$  taglio in Y asse di minor inerzia della sezione,  $V_z$  taglio in Z asse di maggior inerzia della sezione,  $M_y$  momento flettente attorno a Y,  $M_z$  momento flettente attorno a Z).

Tabella 68: Risultati delle verifiche in termini di rapporto fra resistenza e sollecitazione per le varie CdS.

RAPPORTI RESISTENZA / SOLLECITAZIONE					
SEC #	DESCRIZIONE	$V_y$	$V_z$	$M_y$	$M_z$
1	Base pilastro piano 1 (codice BP7)	72.33	0.97	0.92	18.13
2	Testa pilastro piano 2 (codice TP7)	4.99	2.79	3.69	13.76
3	Base pilastro piano 1 (codice BP1)	156.80	2.61	3.14	35.38
4	Testa pilastro piano 2 (codice TP1)	1.38	7.85	5.52	3.44
5	Base pilastro piano 1 (codice BP14)	117.20	1.73	1.91	23.75
6	Testa pilastro piano 2 (codice TP14)	3.52	9.49	6.73	11.59
7	Reni arco timpano anteriore (codice ATA)	1.84	1.48	2.53	2.35
8	Concio 10_nervatura inferiore tra i pilastri (codice C5I78)	0.80	90.81	56.78	1.41
9	Concio Ventaglio_nervatura (codice C1L7)	14.90	5.49	7.54	5.47
10	Concio 13_nervatura superiore pilastro 8 (CAM8_CON13B) (codice C2S7)	1.48	17.02	18.18	0.56
11	Concio ventaglio nervatura laterale pilastro 14_sezione verso il pilastro (codice C1L1)	5.26	2.57	5.18	6.97
12	Ventaglio_nervatura laterale (codice C1LSV)	0.00	0.00	0.00	0.00
13	Solaio SAP_zona chiave arco_sezione d'incastro verso il timpano posteriore (sez a, codice SSTP) & verso la semicupola (sez b, codice SSSC)	0.00	0.00	2.28	0.68
14	Arco timpano posteriore verso la semicupola_sezione d'imposta (codice ATP)	1.27	1.06	1.68	2.73
15	Elemento verticale timpano posteriore_sezione al piede (codice EVTP)	Inf	1.66	0.78	Inf
16	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione terminale (codice TET)	6.84	1.21	2.03	3.88
17	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione terminale (codice TIT)	1.95	0.30	0.87	4.68
18	Pilastro abside interno_sezione in testa (codice PIAT)	66.90	21.44	7.64	21.13
19	Pilastro abside interno_sezione al piede (codice PIAP)	66.90	21.44	7.64	21.13
20	Trave diagonale verso la semicupola_sezione in mezzera (codice TDSC)	28.85	0.94	1.98	34.23
21	Pilastro esterno_timpano posteriore_quota 0m (codice PETP)	10.99	4.81	2.33	5.30
22	Pilastro abside_piano seminterrato_sezione alla base (codice PASI)	44.31	25.06	19.49	16.66
23	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione in chiave	108.64	5.35	6.97	91.73
24	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione a 45°	47.75	1.95	4.90	24.19
25	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione in chiave	10.44	15.23	4.49	12.04
26	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione a 45°	3.59	1.24	4.56	12.23
27	Base pilastro piano 1	83.78	0.80	0.79	18.91

RAPPORTI RESISTENZA / SOLLECITAZIONE					
SEC #	DESCRIZIONE	Vy	Vz	My	Mz
28	Testa pilastrone piano 2	3.12	2.88	3.82	8.64
29	Base pilastrone piano 1	74.28	1.19	1.18	19.17
30	Testa pilastrone piano 2	7.32	3.78	3.86	20.91
31	Base pilastrone piano 1	69.71	0.87	0.93	17.96
32	Testa pilastrone piano 2	3.84	2.19	3.06	10.72
33	Base pilastrone piano 1	88.22	1.36	1.44	20.13
34	Testa pilastrone piano 2	8.12	3.06	4.95	24.83
35	Base della seconda pilastrata del timpano anteriore (PIL2)	54.12	1.68	1.23	32.62
36	Mezzeria della seconda pilastrata del timpano anteriore (PIL2)	39.82	4.75	8.75	132.83
37	Mezzeria della sesta pilastrata del timpano anteriore (PIL6)	116.80	14.69	8.73	148.03
38	Base della sesta pilastrata del timpano anteriore (PIL6)	10.13	2.30	4.14	9.36
39	Trave timpano che continua dalla trave circolare esterna dell'abside	70.25	1.60	0.62	5.79
40	Trave timpano che continua dalla trave circolare interna dell'abside	2.98	0.67	0.51	1.17
41	Base della colonna centrale del salone 2B in prossimità dell'entrata	8.15	6.49	2.53	3.36
42	Mezzeria della colonna lato strada del salone 2B in prossimità dell'entrata	17.96	9.39	9.92	38.23
43	Incastro trave longitudinale salone 2B	26.40	0.87	1.14	37.49
44	Mezzeria trave trasversale salone 2B	747.53	10.51	1.57	Inf

Fra le sezioni candidate come sezioni di controllo per valutare la sicurezza, si riscontra un valore minimo del rapporto resistenza/sollecitazione pari a 0.30, ottenuto per la sezione 17 a taglio in direzione Z (nel piano). In Tabella 69, invece, sono riportati per ogni sezione i rapporti fra PGA resistente (che porta al collasso la sezione) e PGA di progetto (fattore di comportamento  $q=1,0$ ) secondo la combinazione sismica allo SLV, per ogni CdS (Vy taglio in Y asse di minor inerzia della sezione, Vz taglio in Z asse di maggior inerzia della sezione, My momento flettente attorno a Y, Mz momento flettente attorno a Z). In caso di valore unitario si identifica una PGA resistente maggiore o uguale alla PGA di progetto.

Tabella 69: Risultati delle verifiche in termini di rapporto fra PGA resistente e PGA di progetto per le varie CdS.

INDICE DI SICUREZZA SISMICA					
SEC #	DESCRIZIONE	Vy	Vz	My	Mz
1	Base pilastrone piano 1 (codice BP7)	1	0.57	0.34	1
2	Testa pilastrone piano 2 (codice TP7)	1	1	1	1
3	Base pilastrone piano 1 (codice BP1)	1	1	1	1
4	Testa pilastrone piano 2 (codice TP1)	0.78	1	1	1
5	Base pilastrone piano 1 (codice BP14)	1	1	1	1
6	Testa pilastrone piano 2 (codice TP14)	1	1	1	1
7	Reni arco timpano anteriore (codice ATA)	1	1	1	0.79
8	Concio 10_nervatura inferiore tra i pilastroni (codice C5178)	1	1	1	0.93
9	Concio Ventaglio_nervatura (codice C117)	0.64	0.64	1	0.82
10	Concio 13_nervatura superiore pilastrone 8 (CAM8_CON13B) (codice C257)	1	1	1	1
11	Concio ventaglio nervatura laterale pilastrone 14_sezione verso il pilastrone (codice C111)	1	1	1	1
12	Ventaglio_nervatura laterale (codice C1LSV)	0	0	0	0
13	Solaio SAP_zona chiave arco_sezione d'incastro verso il timpano posteriore (sez a, codice SSTP) & verso la semicupola (sez b, codice SSSC)	0	0	0.80	0
14	Arco timpano posteriore verso la semicupola_sezione d'imposta (codice ATP)	1	1	1	1
15	Elemento verticale timpano posteriore_sezione al piede (codice EVTP)	1	1	1	1

INDICE DI SICUREZZA SISMICA					
SEC #	DESCRIZIONE	Vy	Vz	My	Mz
16	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione terminale (codice TET)	0.12	0.7	0.28	0.2
17	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione terminale (codice TIT)	0.59	0	1	1
18	Pilastro abside interno_sezione in testa (codice PIAT)	1	1	1	1
19	Pilastro abside interno_sezione al piede (codice PIAP)	1	1	1	1
20	Trave diagonale verso la semicupola_sezione in mezzeria (codice TDSC)	0.83	1	1	1
21	Pilastro esterno_timpano posteriore_quota 0m (codice PETP)	0.68	1	1	0.29
22	Pilastro abside_piano seminterrato_sezione alla base (codice PASI)	1	0.86	0.57	0.52
23	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione in chiave	1	1	1	1
24	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione a 45°	1	1	1	1
25	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione in chiave	1	1	1	1
26	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione a 45°	1	1	1	1
27	Base pilastro piano 1	1	0.02	0	1
28	Testa pilastro piano 2	1	1	1	1
29	Base pilastro piano 1	1	1	1	1
30	Testa pilastro piano 2	1	1	1	1
31	Base pilastro piano 1	1	0.13	0.23	1
32	Testa pilastro piano 2	1	1	1	1
33	Base pilastro piano 1	1	1	1	1
34	Testa pilastro piano 2	1	1	1	1
35	Base della seconda pilastro del timpano anteriore (PIL2)	1	1	0.99	1
36	Mezzeria della seconda pilastro del timpano anteriore (PIL2)	1	1	1	1
37	Mezzeria della sesta pilastro del timpano anteriore (PIL6)	1	1	1	1
38	Base della sesta pilastro del timpano anteriore (PIL6)	1	0.57	0.96	1
39	Trave timpano che continua dalla trave circolare esterna dell'abside	1	0.28	0.01	0.22
40	Trave timpano che continua dalla trave circolare interna dell'abside	1	0	0	0.68
41	Base della colonna centrale del salone 2B in prossimità dell'entrata	1	1	1	0.68
42	Mezzeria della colonna lato strada del salone 2B in prossimità dell'entrata	1	1	1	1
43	Incastro trave longitudinale salone 2B	1	1	0.71	0.95
44	Mezzeria trave trasversale salone 2B	1	1	1	1

Fra le sezioni candidate come sezioni di controllo per valutare la sicurezza sismica, si riscontra un valore minimo del rapporto **PGA resistente/PGA di progetto pari a 0.12**, ottenuto per la sezione 16 (*Trave di bordo esterna solaio anulare*) a taglio in direzione Y (fuori dal piano).

Per alcune sezioni, come già discusso nel paragrafo di descrizione degli elementi §2.2, rimangono alcune incertezze conseguenti al modello di calcolo scelto per lo studio del comportamento globale e alle informazioni attualmente disponibili sulla struttura, in particolare per le sezioni della zona dove il timpano posteriore si incontra con l'abside e in prossimità del cambio di quota del vincolo alla base del modello. Queste sezioni sono la 12, la 13, la 27, la 39 e la 40 (evidenziate in grigio nelle tabelle sopra riportate). Tali zone dovranno essere oggetto di modellazioni più raffinate in fase esecutiva e di eventuali indagini integrative in situ.

Nelle immagini che seguono si riportano i diagrammi di interazione a sforzo normale-momento flettente e sforzo normale-taglio per le diverse sezioni analizzate. I diagrammi di interazione per sforzo normale-momento flettente tengono già in conto dell'abbattimento del 30% del momento flettente per l'ipotesi di indipendenza delle due direzioni perpendicolari della sezione (doppia pressoflessione retta). Per il taglio, vista la scarsa quantità di armatura presente nello stato di fatto, si è fatto uso di entrambe le formule per "sezioni armate" e "sezioni non armate" a taglio per la stima della sicurezza sismica della struttura.



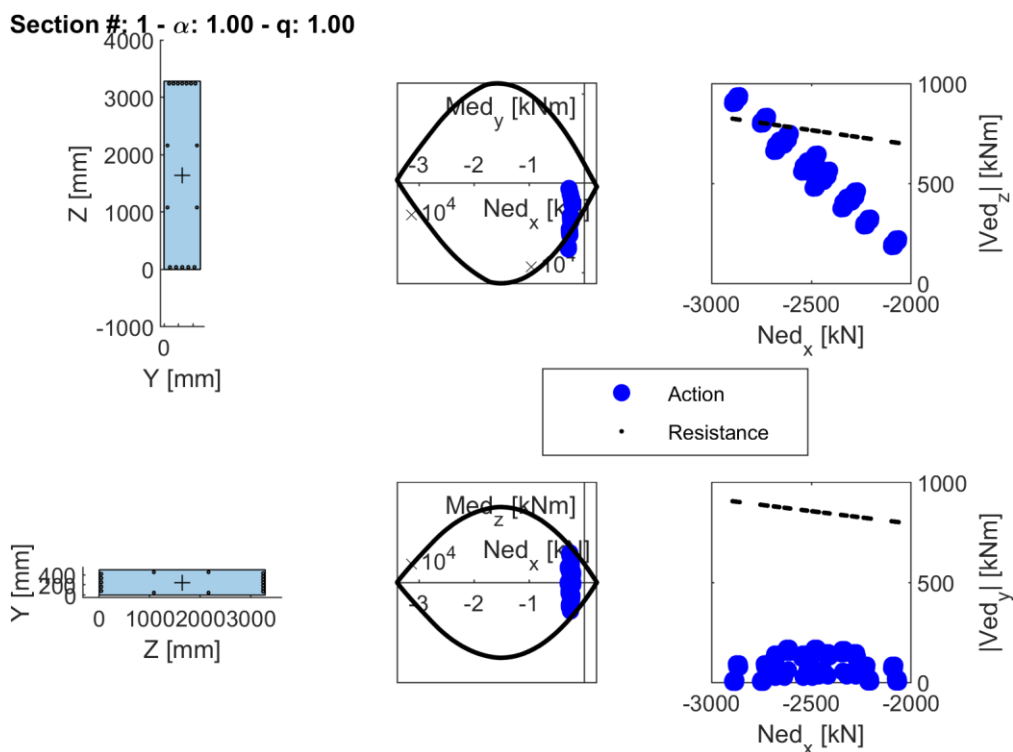


Figura 108: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

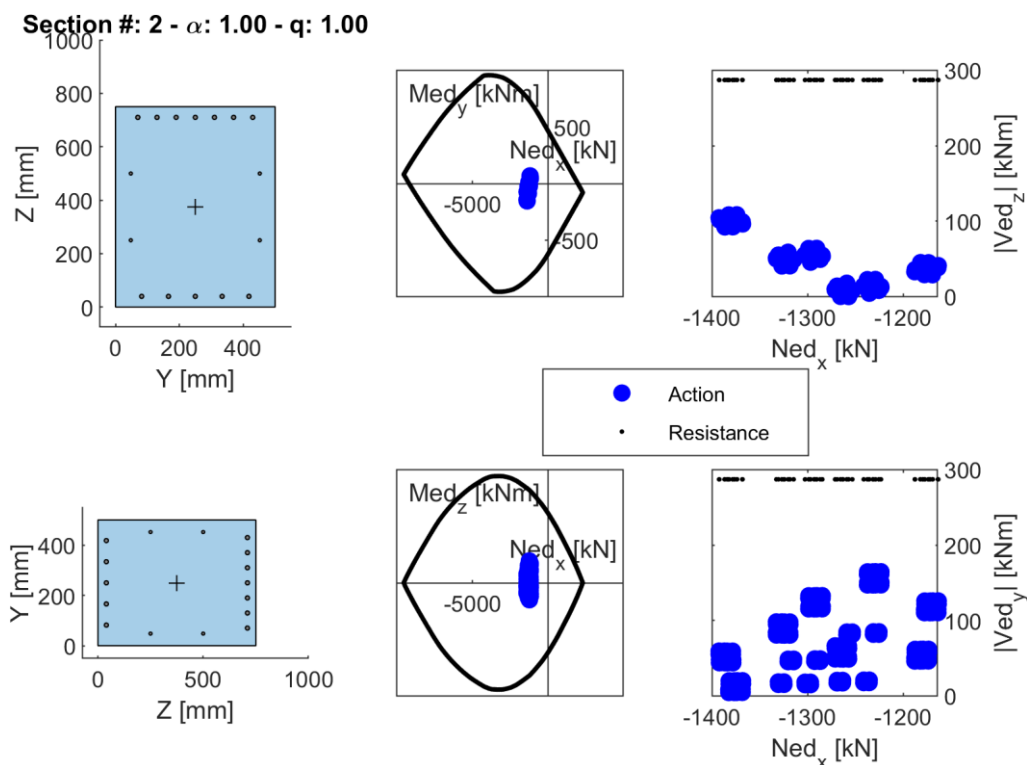


Figura 109: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

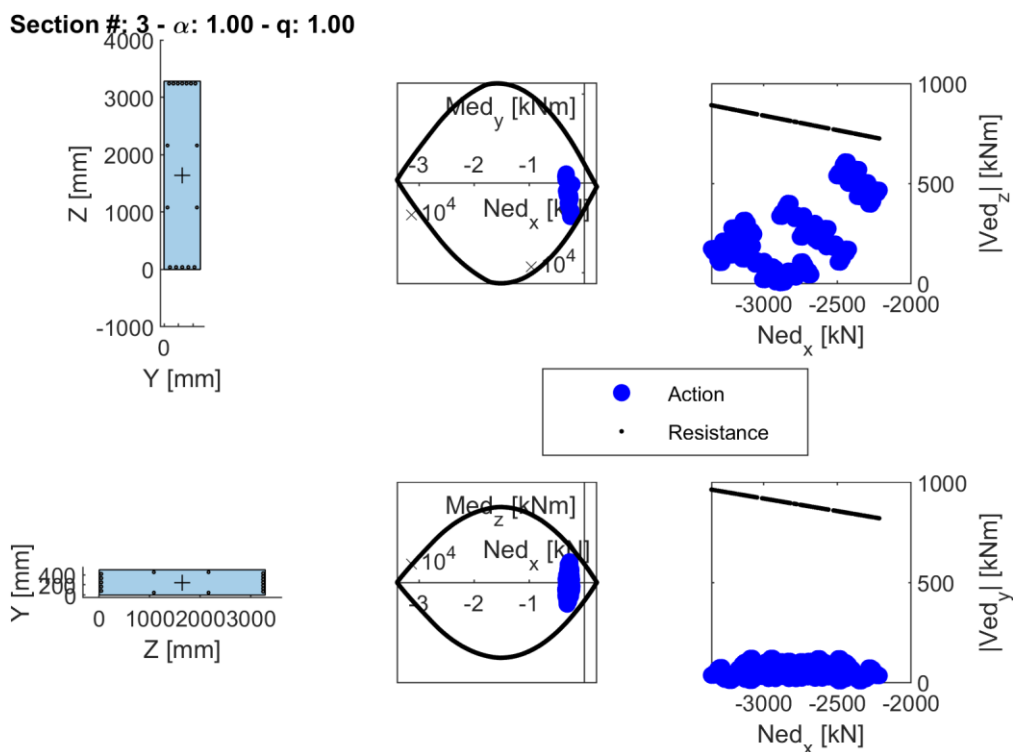


Figura 110: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

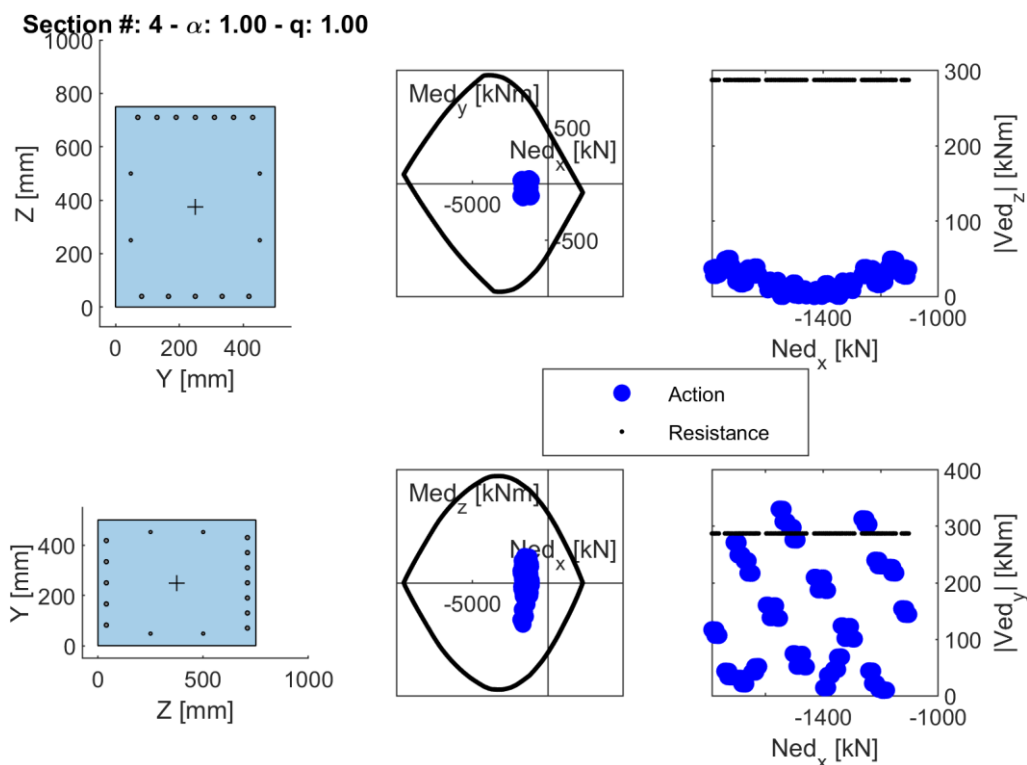


Figura 111: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

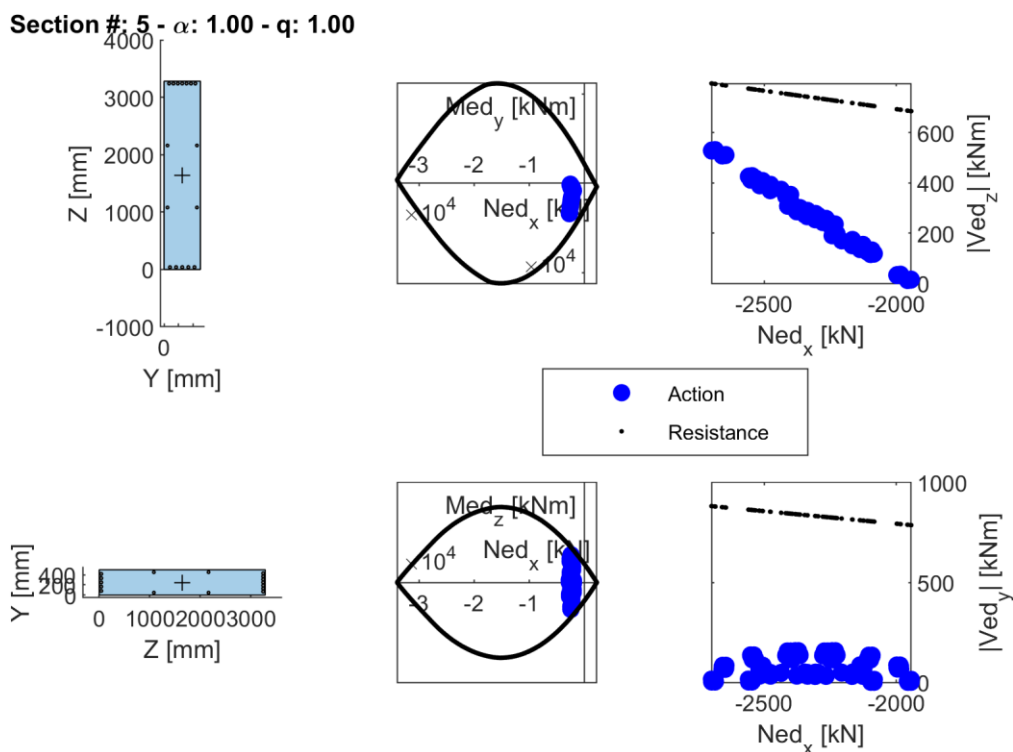


Figura 112: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

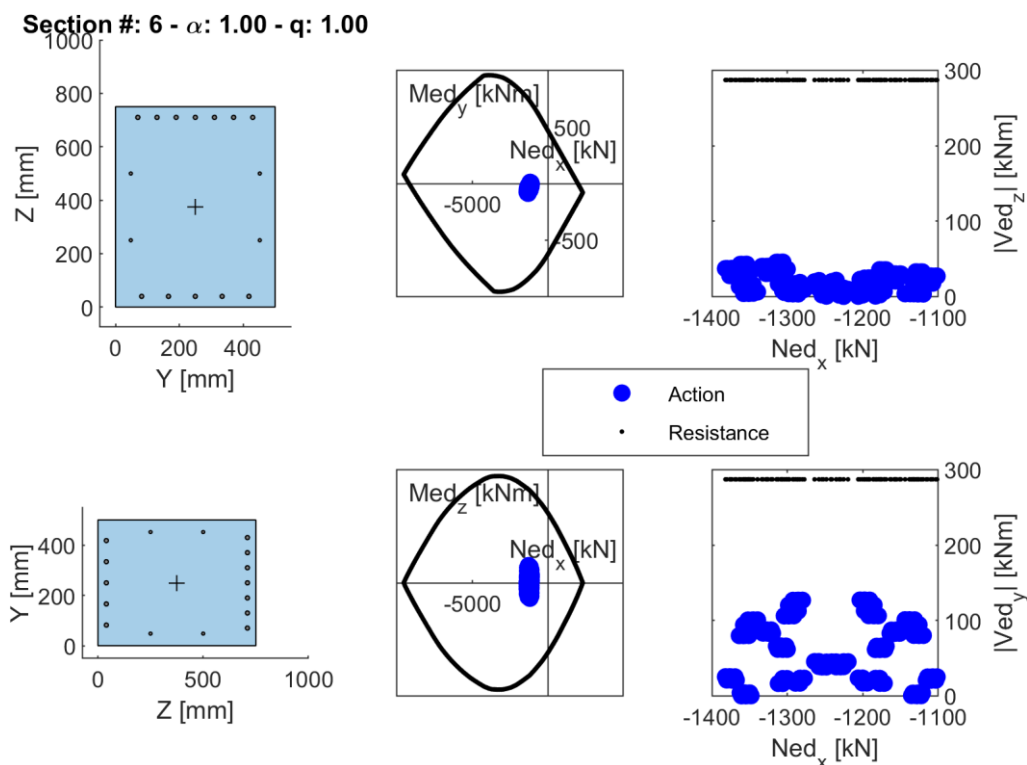


Figura 113: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

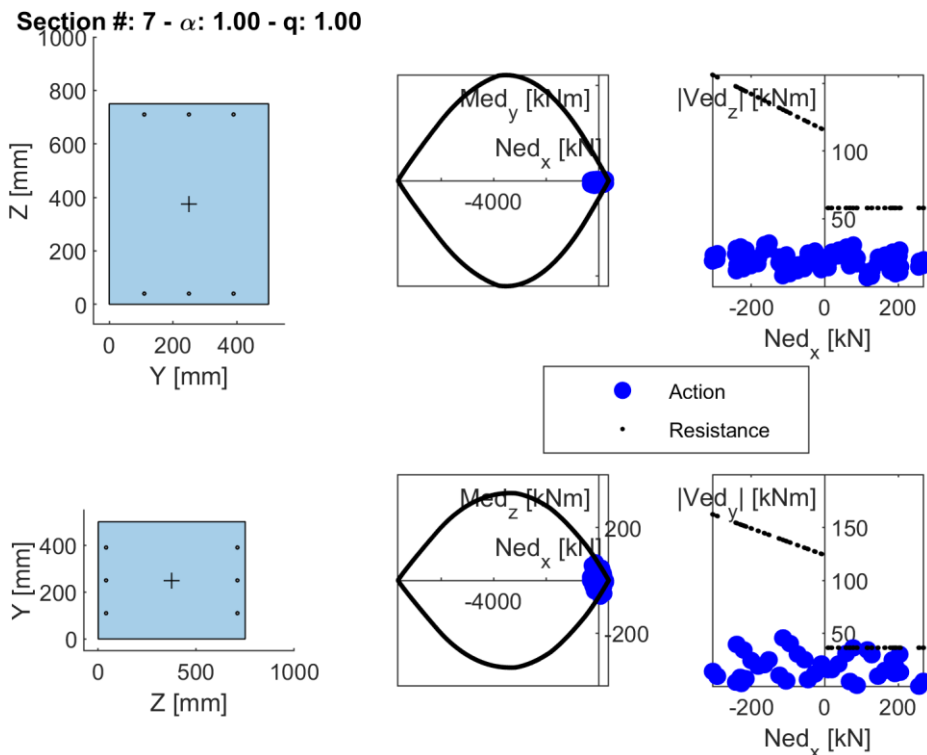


Figura 114: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

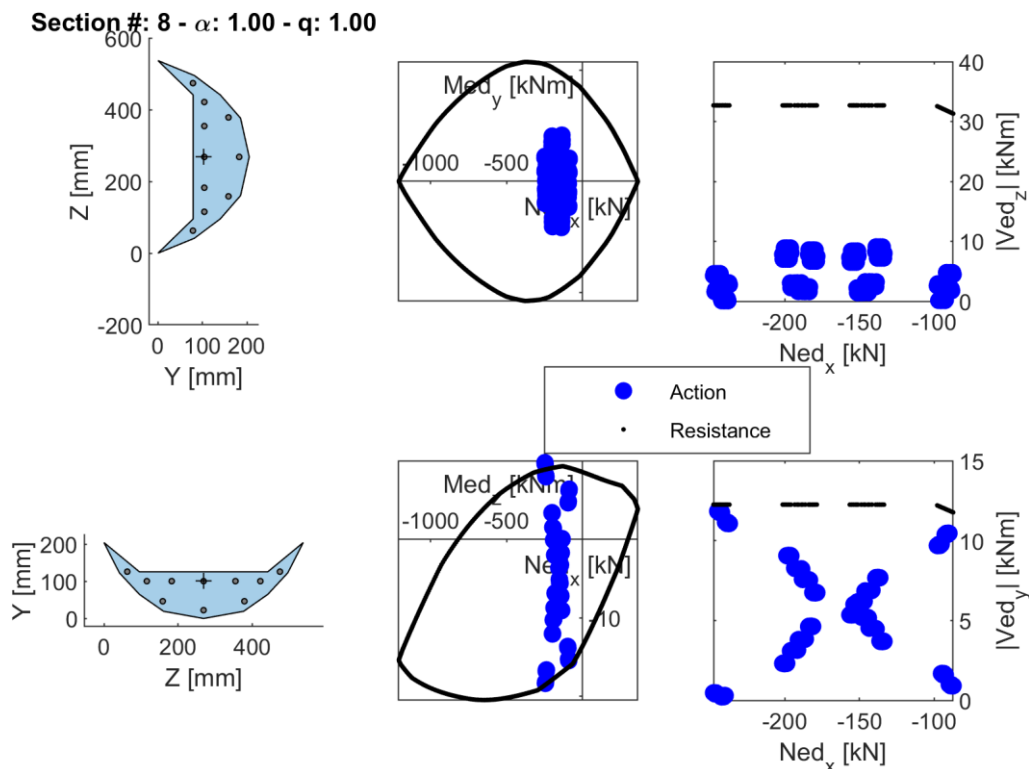


Figura 115: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

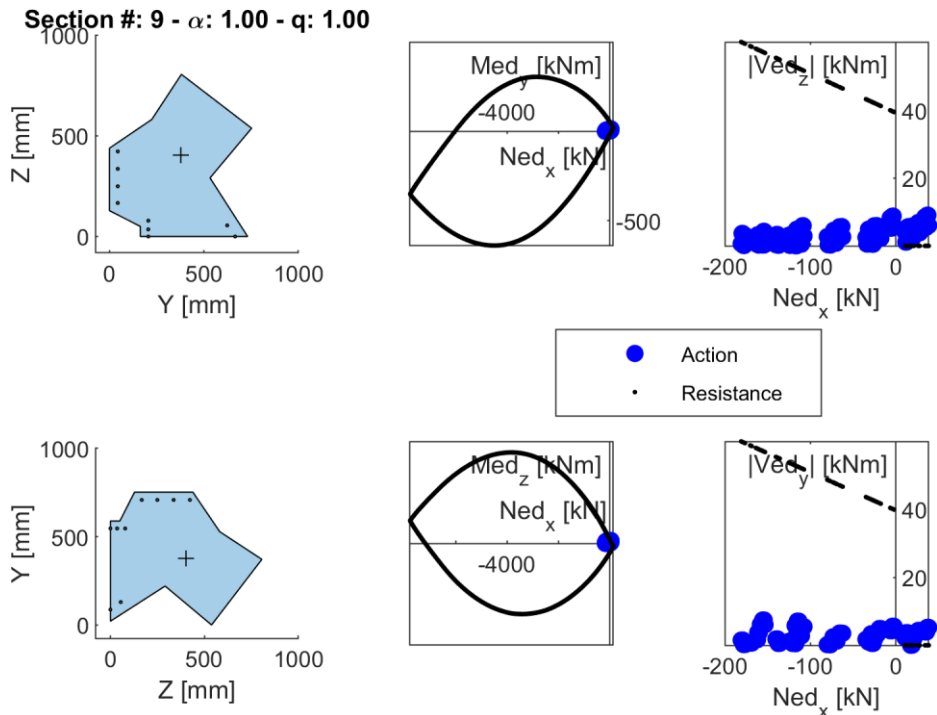


Figura 116: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

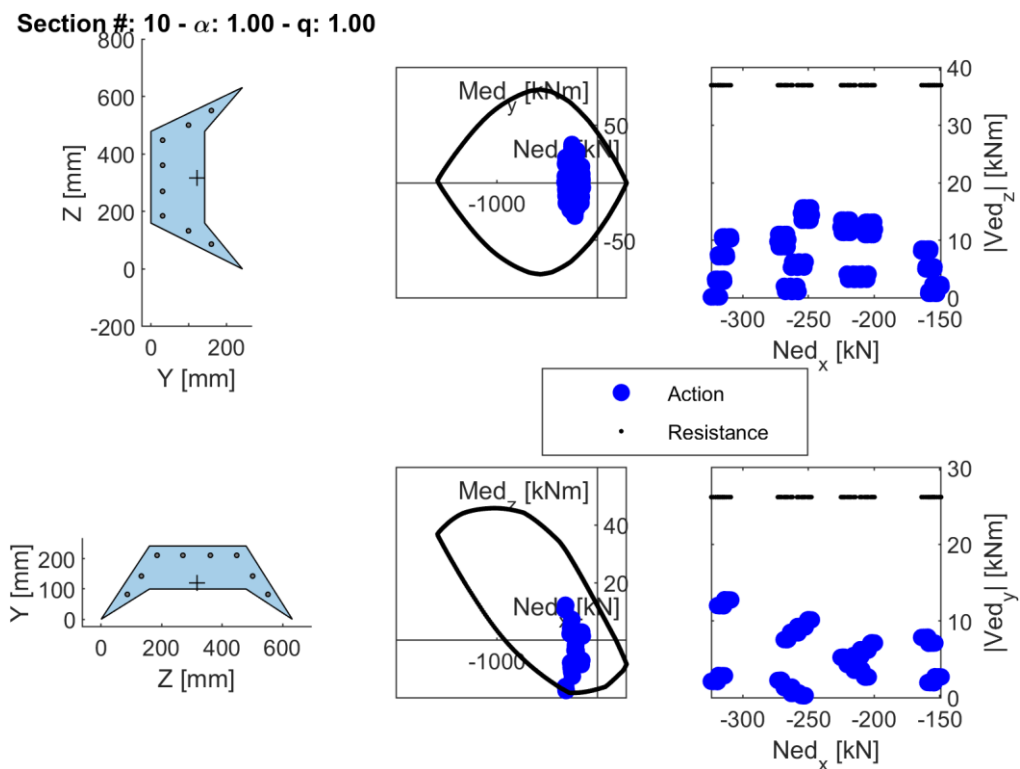


Figura 117: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 11 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00

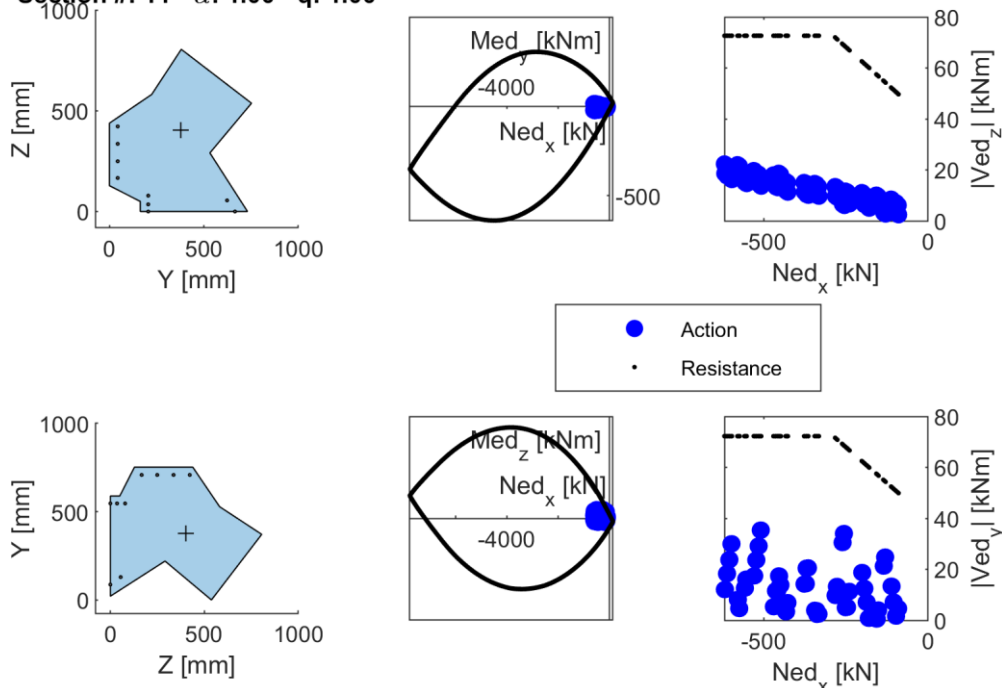


Figura 118: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 12 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00

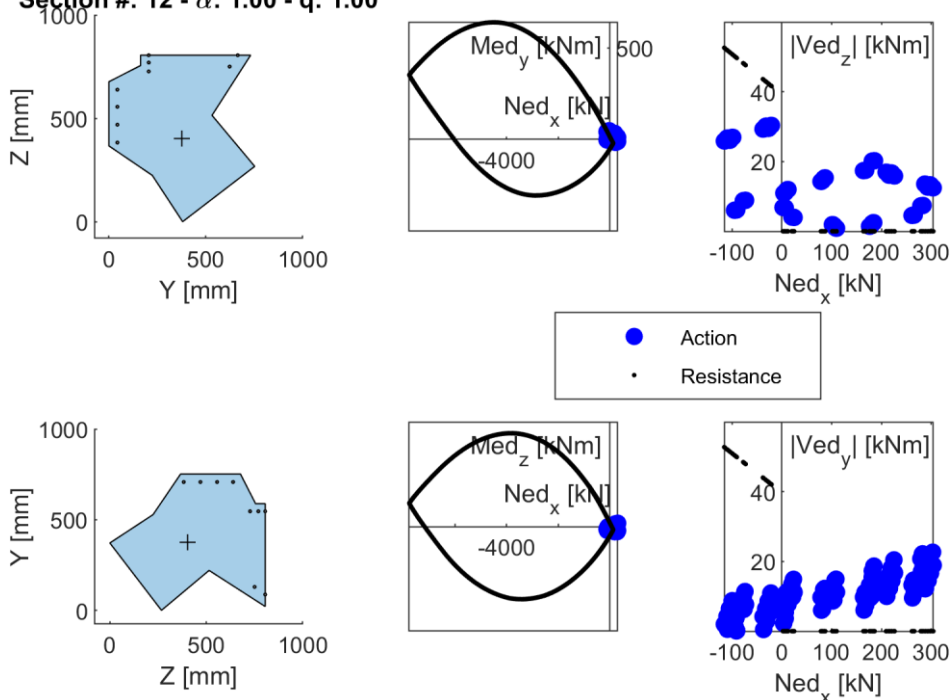


Figura 119: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 13 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00

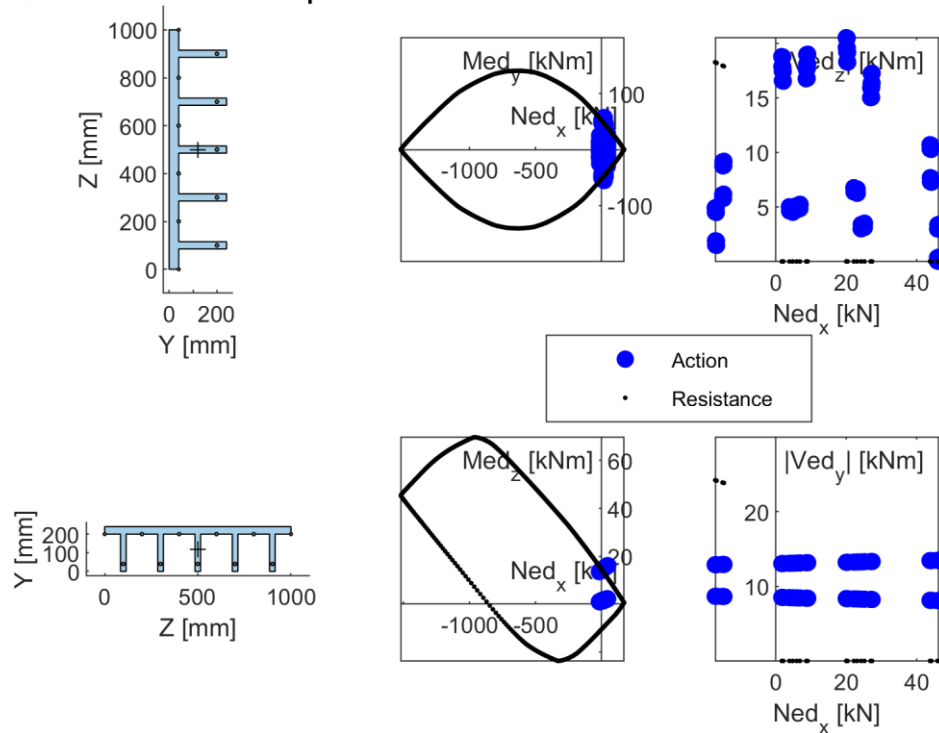


Figura 120: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 14 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00

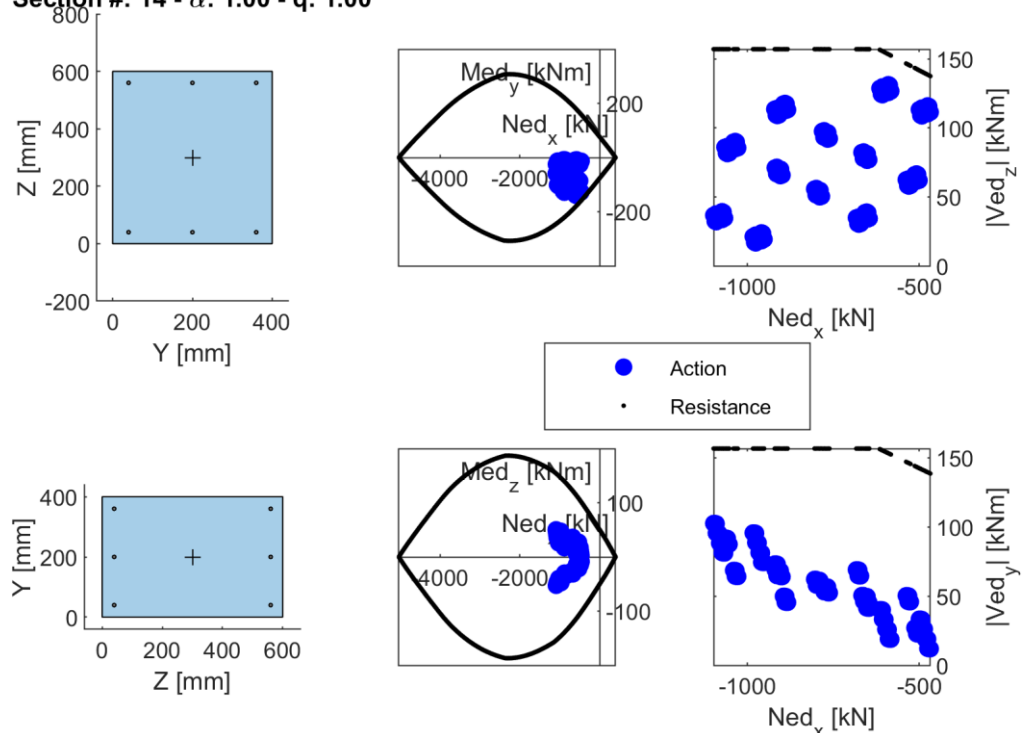


Figura 121: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

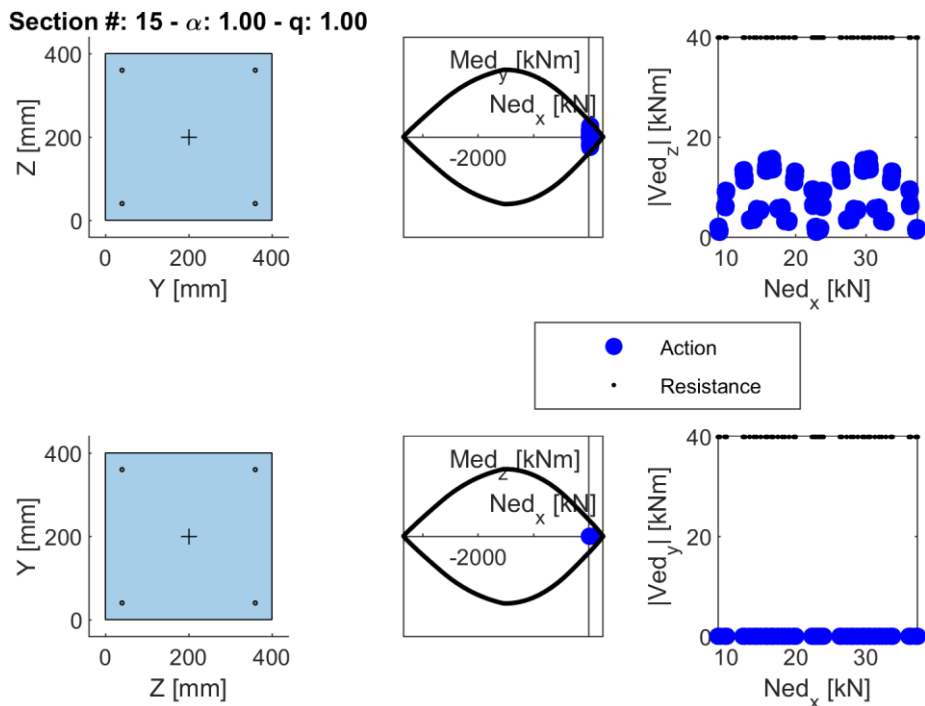


Figura 122: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

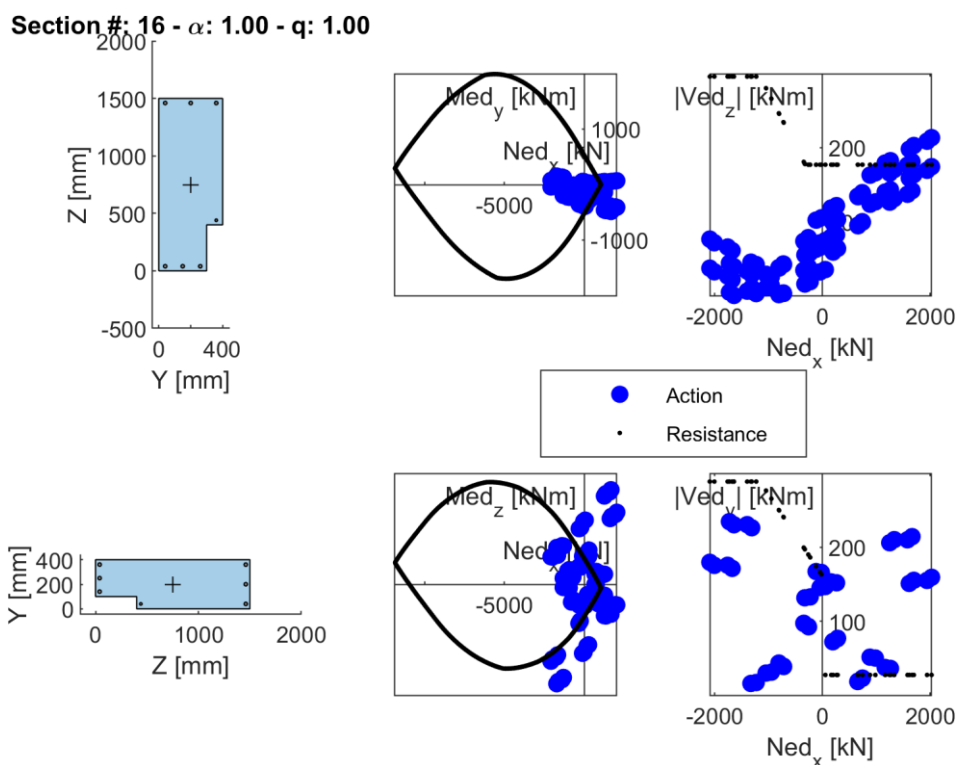


Figura 123: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).



Section #: 17 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00

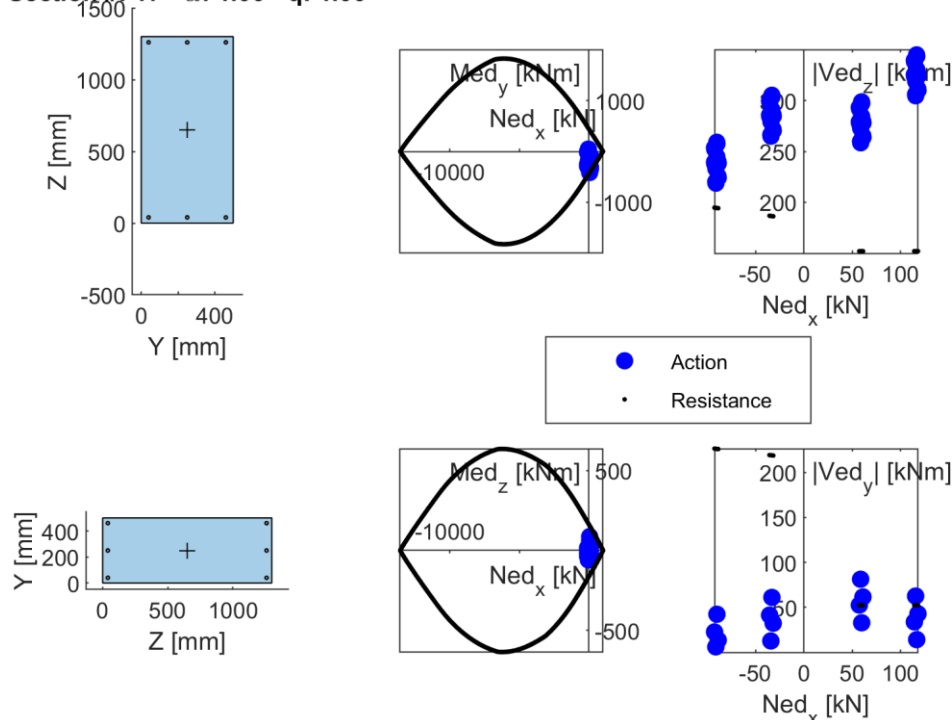


Figura 124: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 18 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00

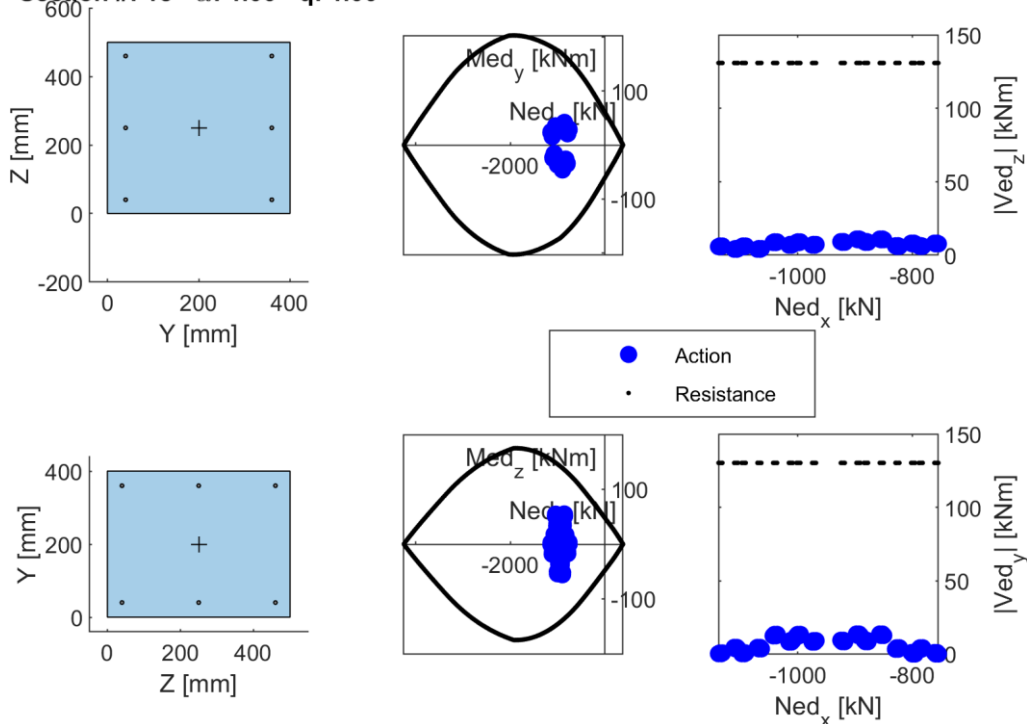


Figura 125: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

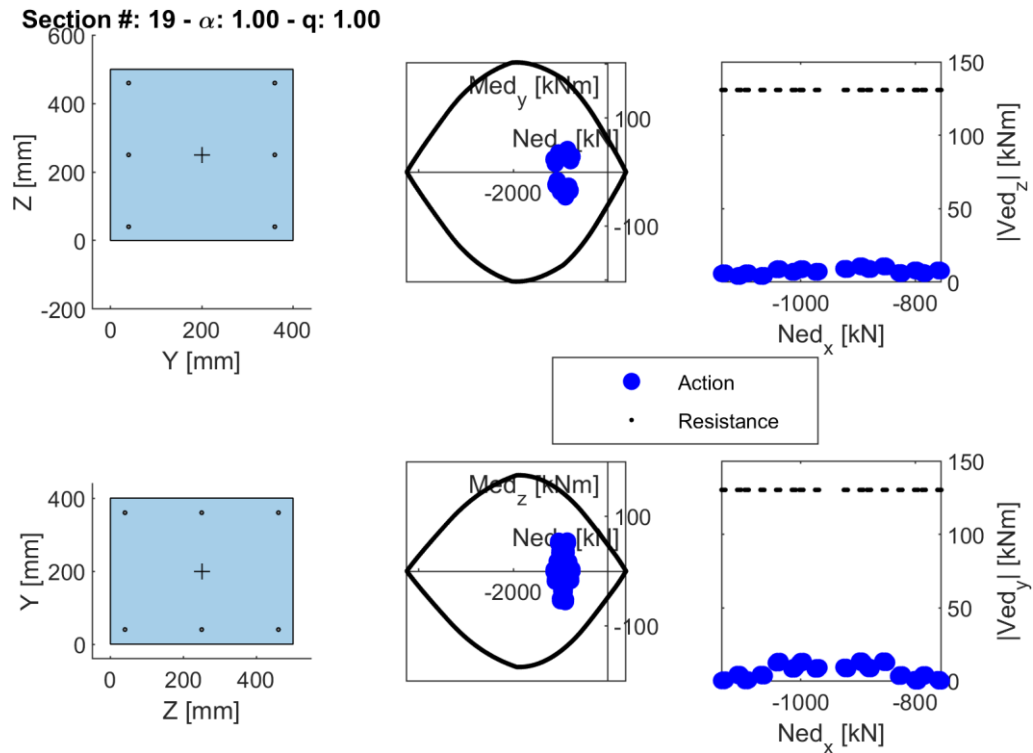


Figura 126: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

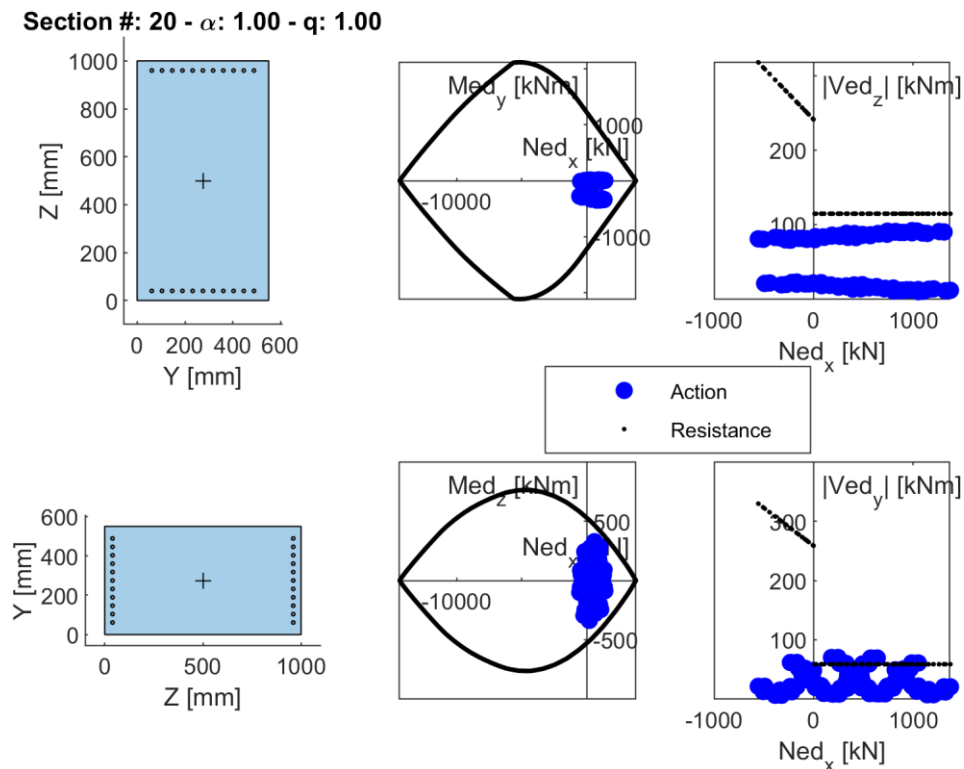


Figura 127: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 21 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00

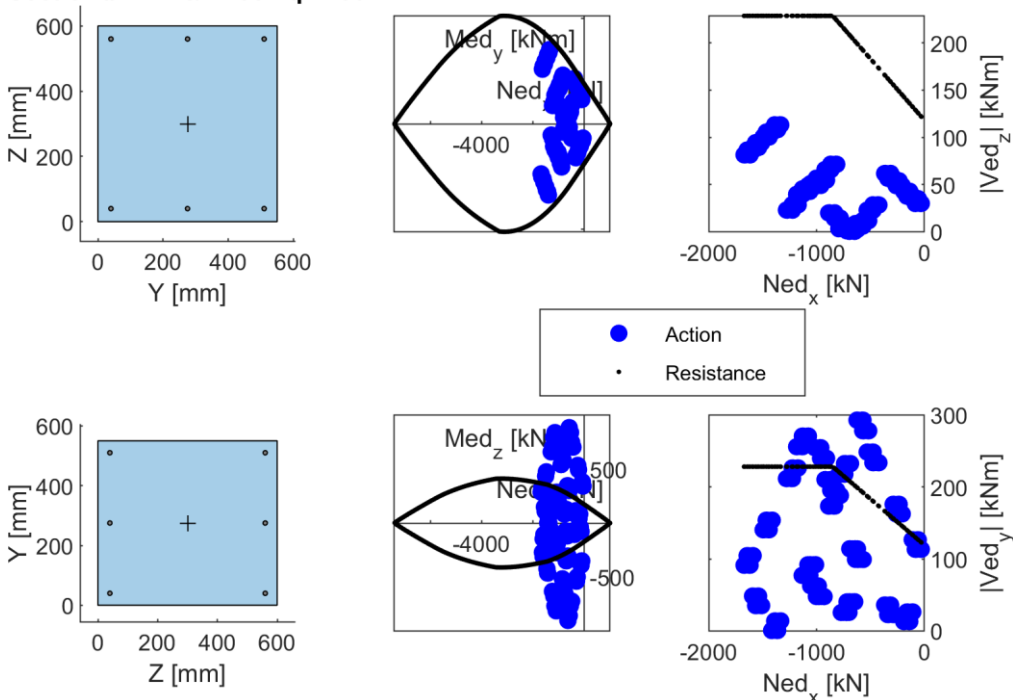


Figura 128: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 22 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00

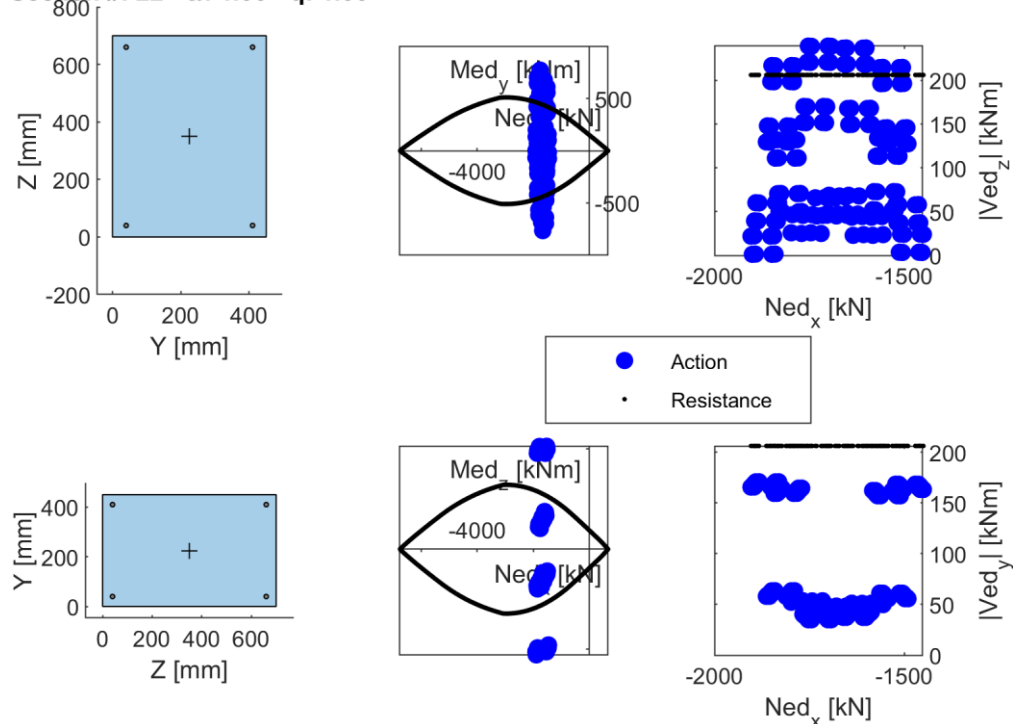


Figura 129: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 23 -  $\alpha$ : 1.00 -  $q$ : 1.00

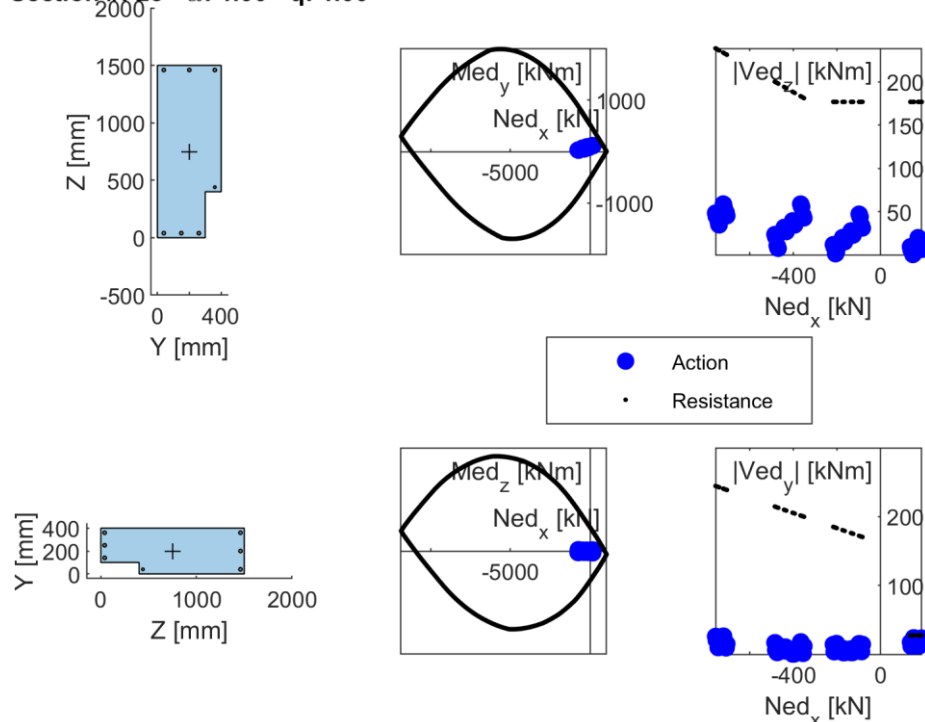


Figura 130: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 24 -  $\alpha$ : 1.00 -  $q$ : 1.00

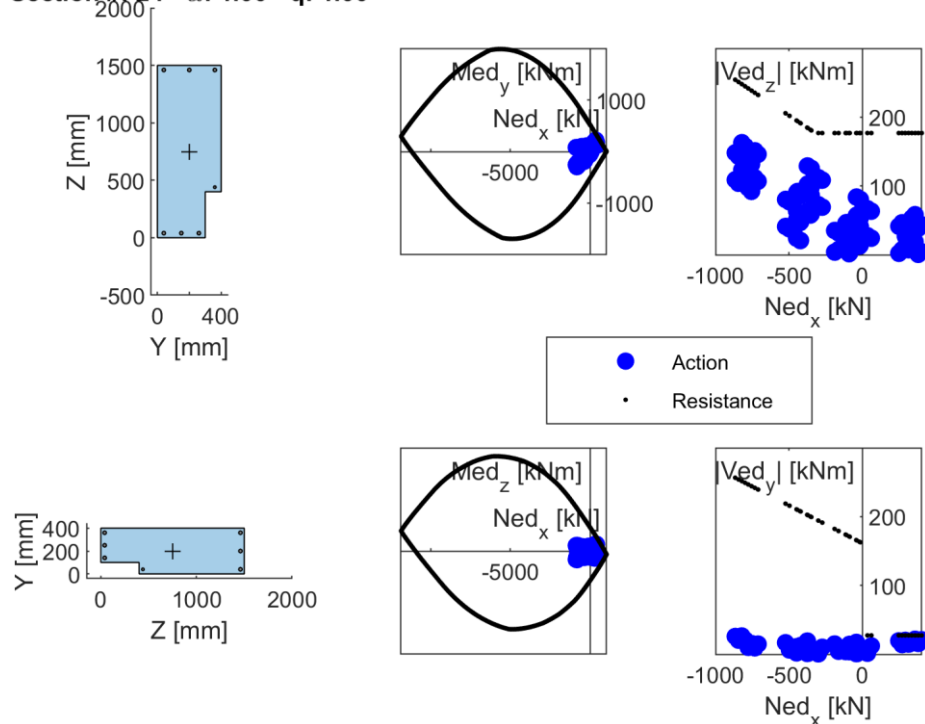


Figura 131: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 25 -  $\alpha$ : 1.00 -  $q$ : 1.00**

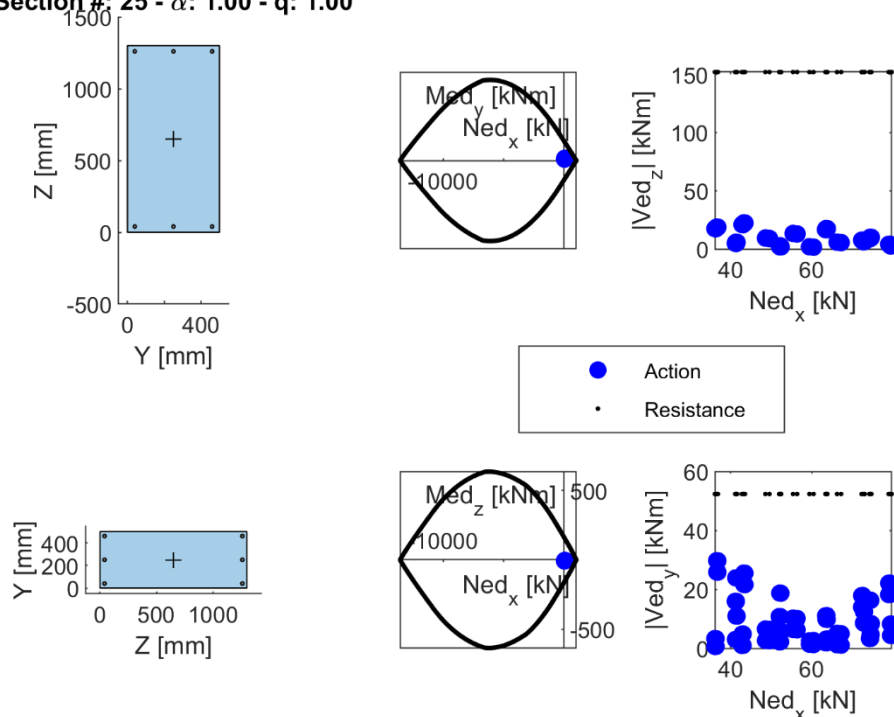


Figura 132: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 26 -  $\alpha$ : 1.00 -  $q$ : 1.00**

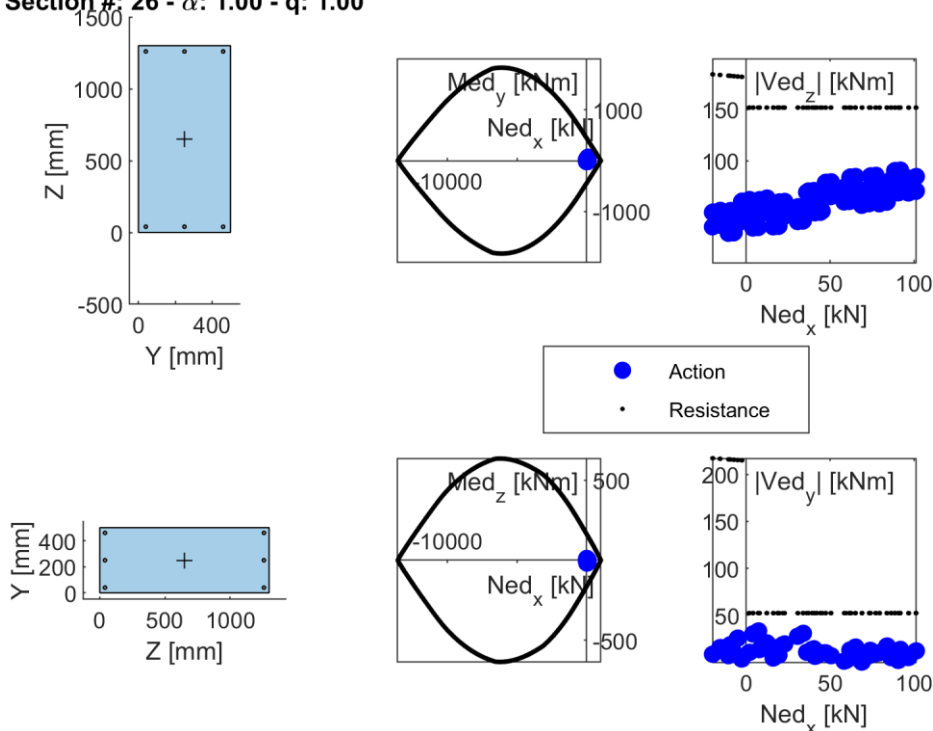


Figura 133: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

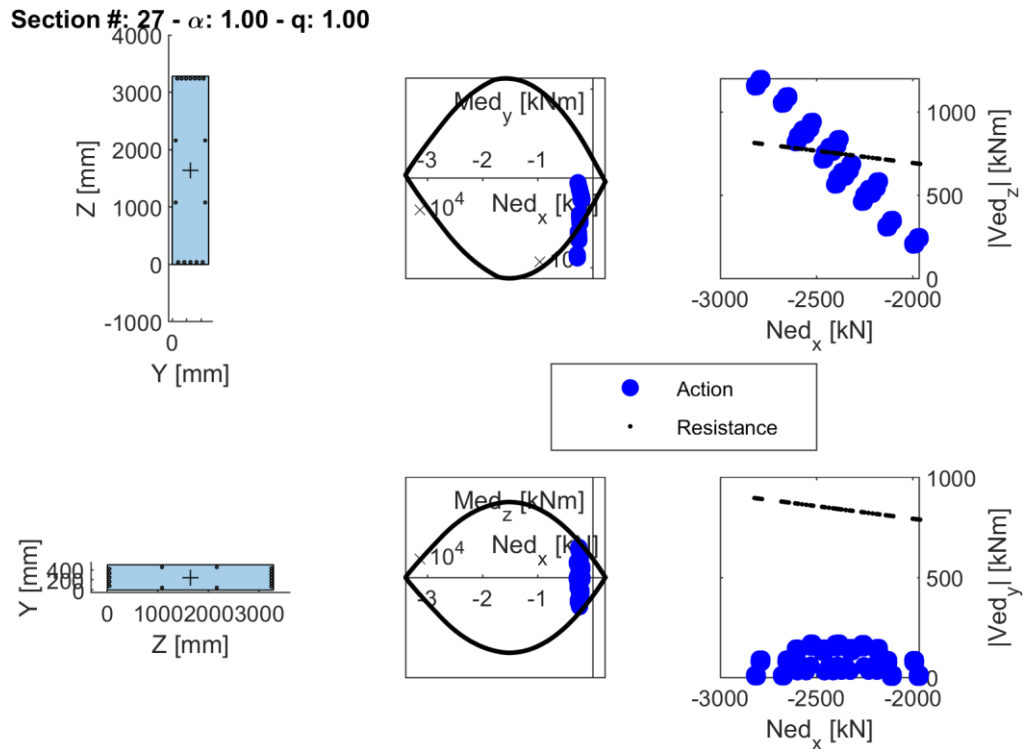


Figura 134: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

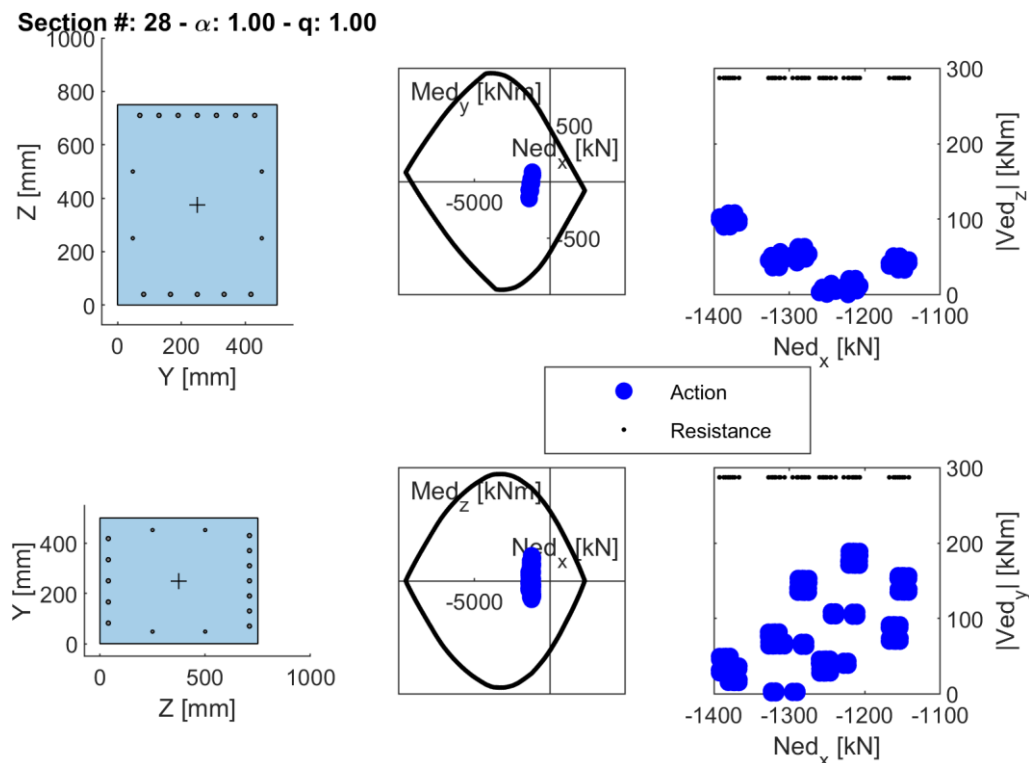


Figura 135: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

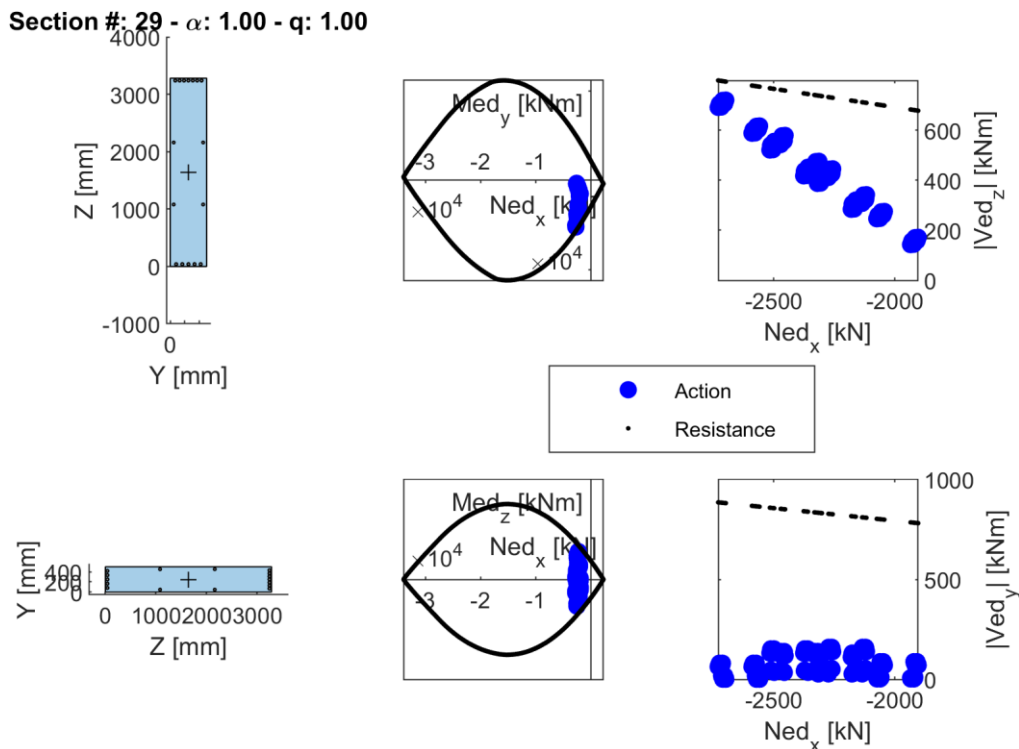


Figura 136: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

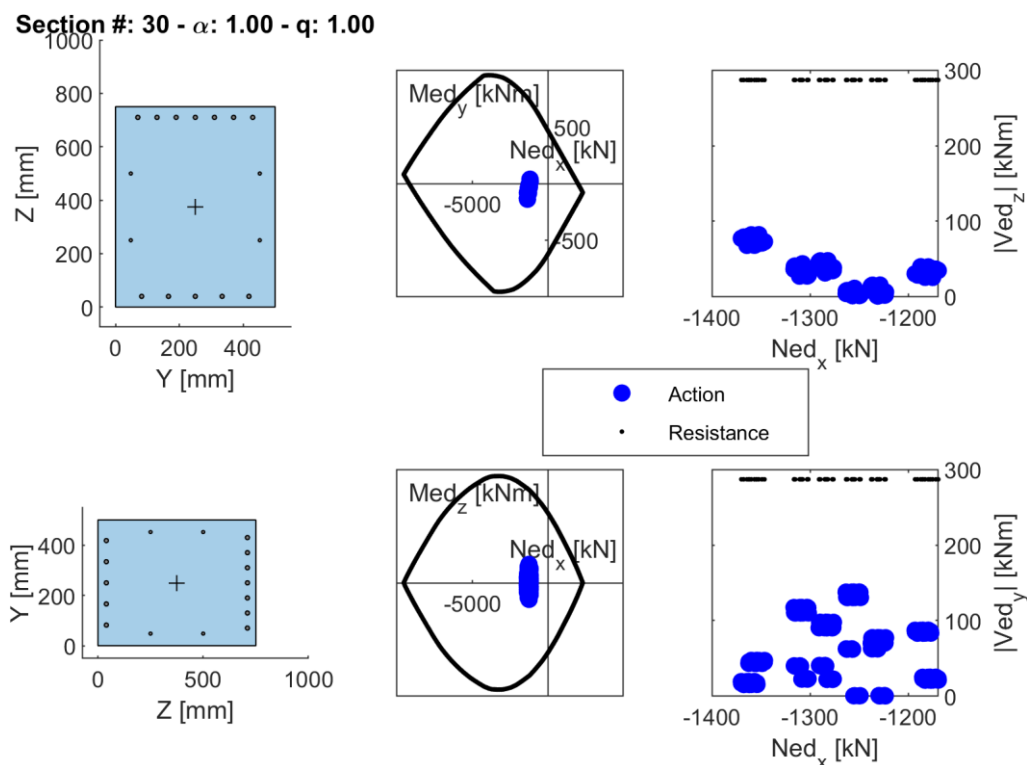


Figura 137: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

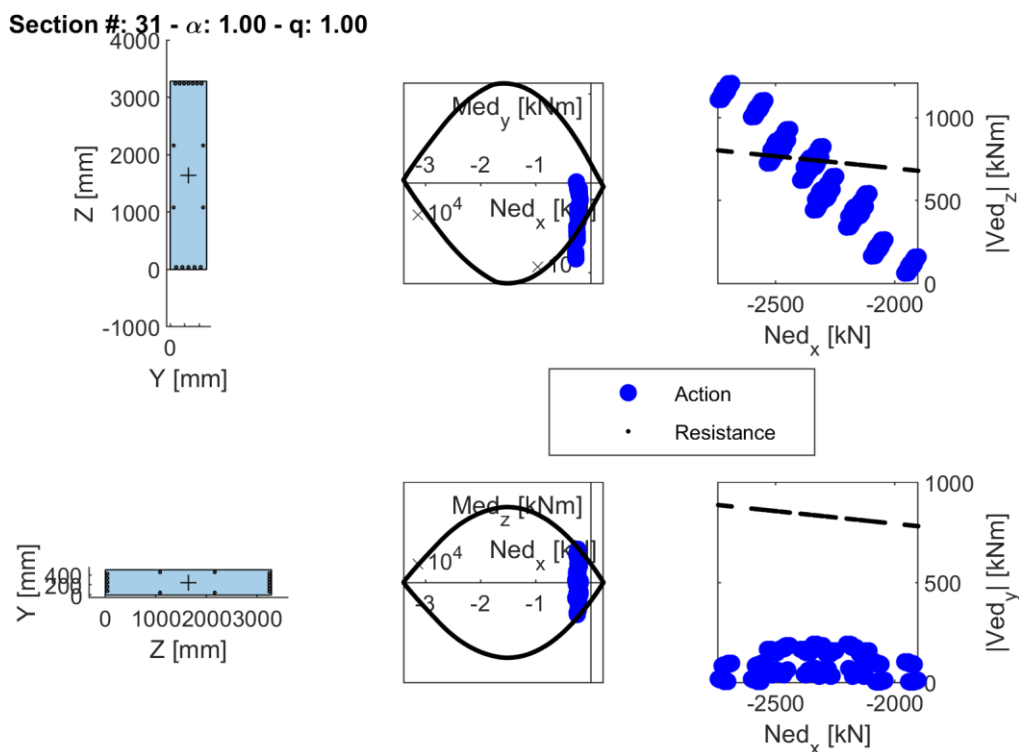


Figura 138: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

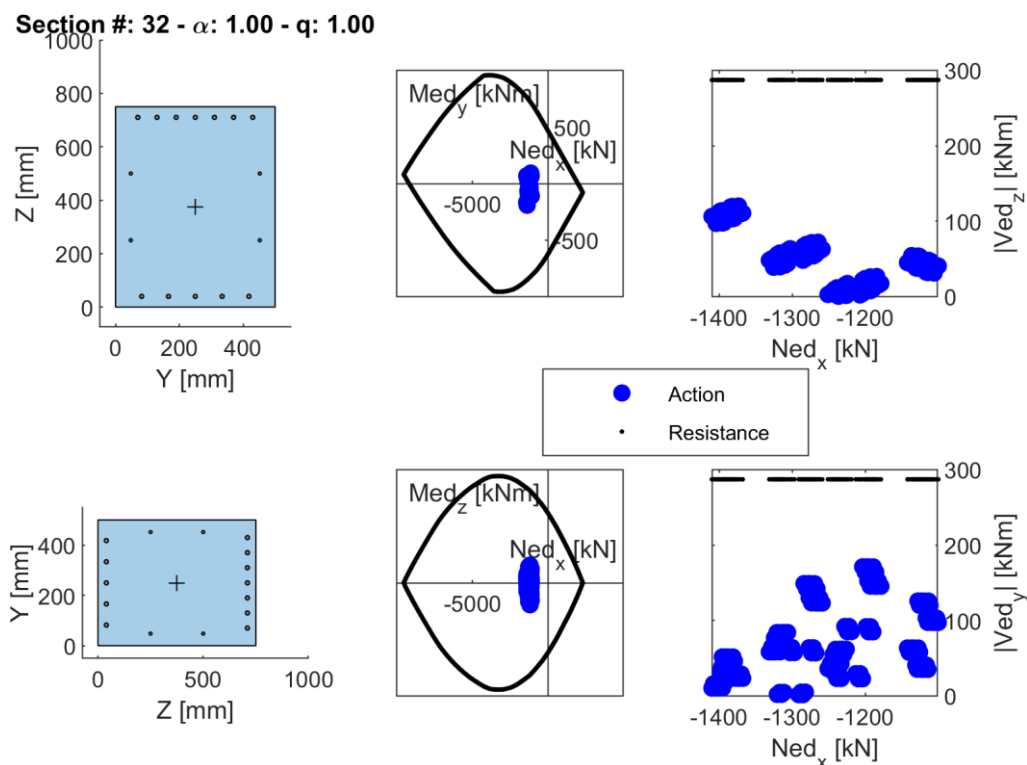


Figura 139: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).



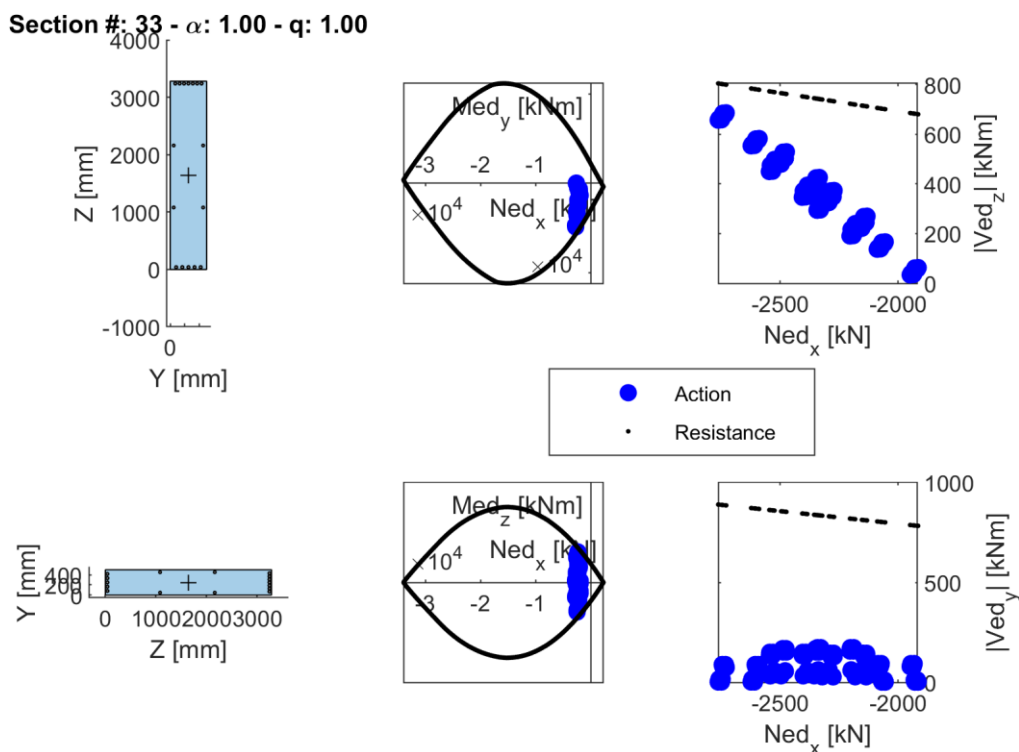


Figura 140: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

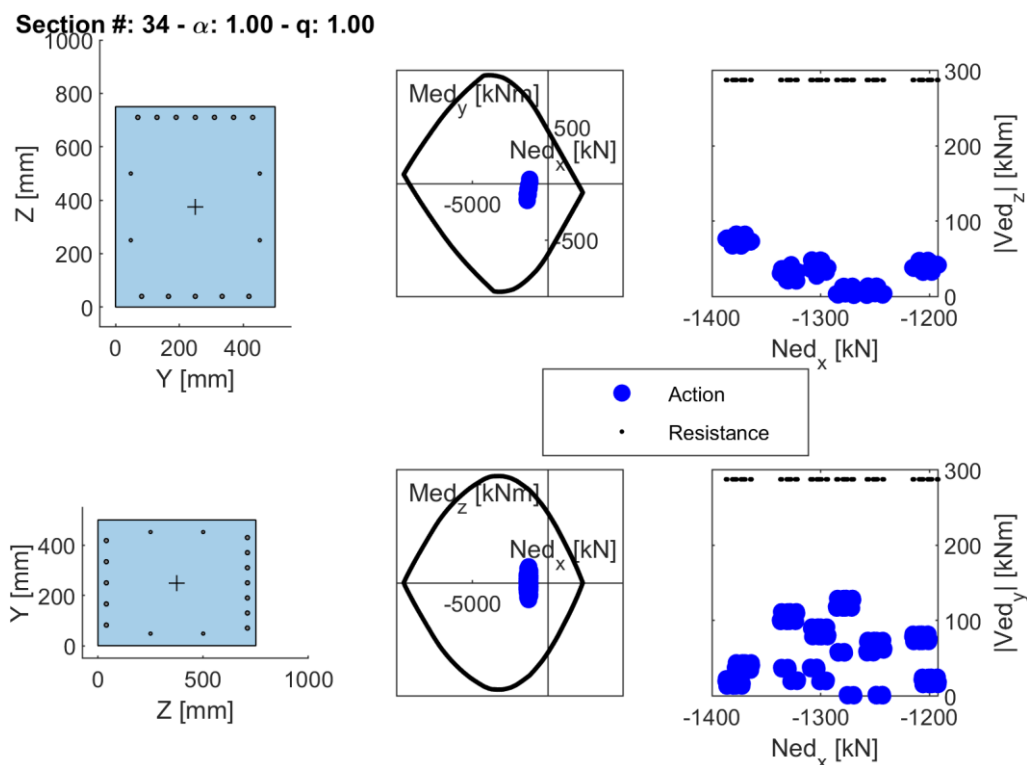


Figura 141: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

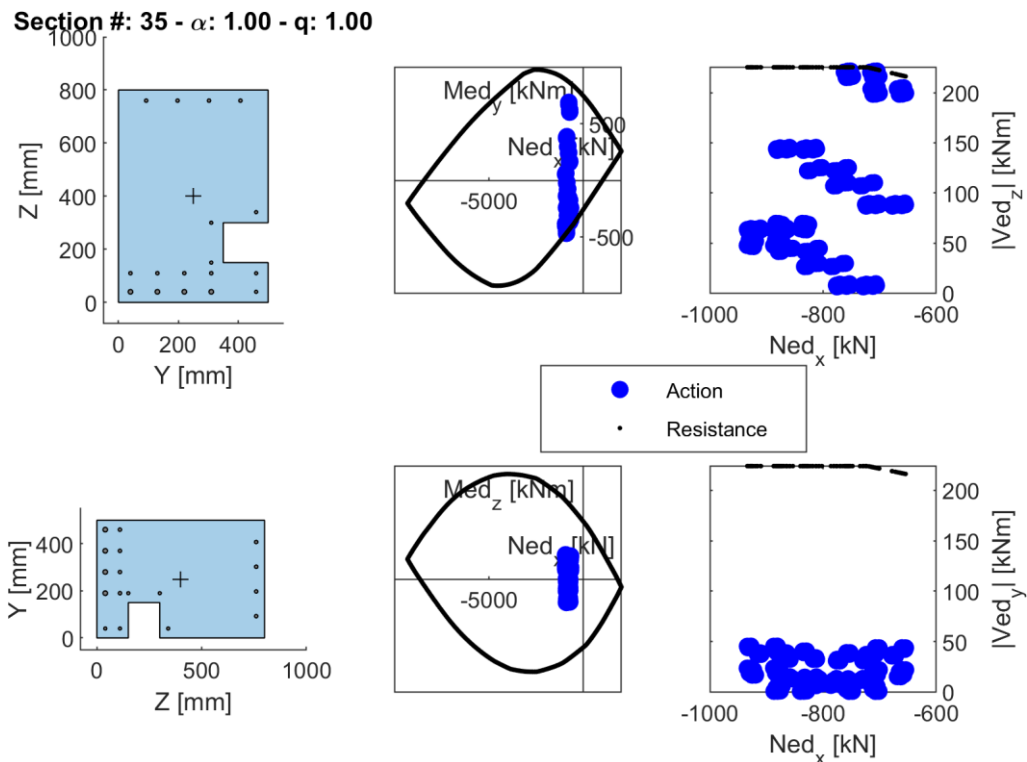


Figura 142: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

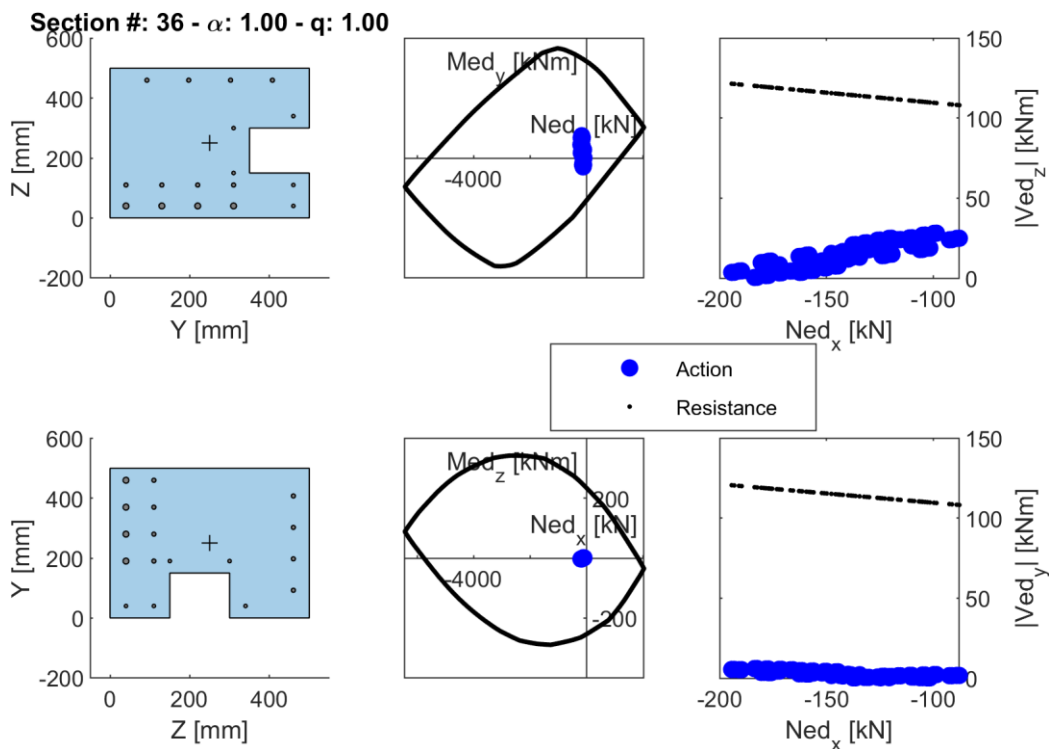


Figura 143: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

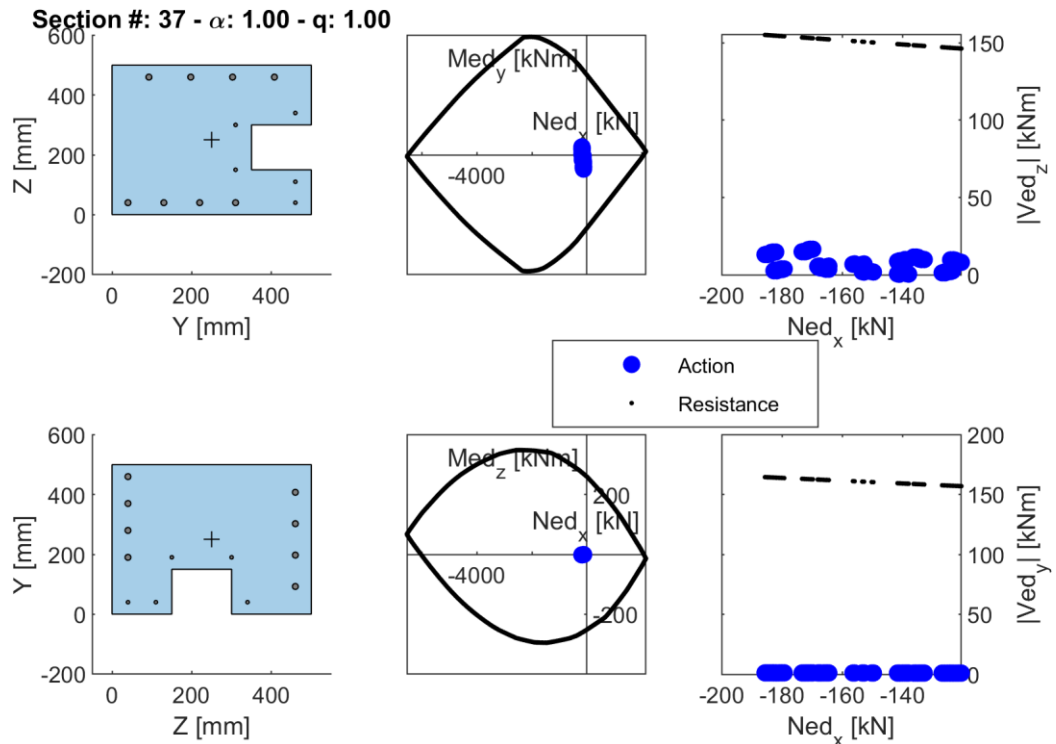


Figura 144: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

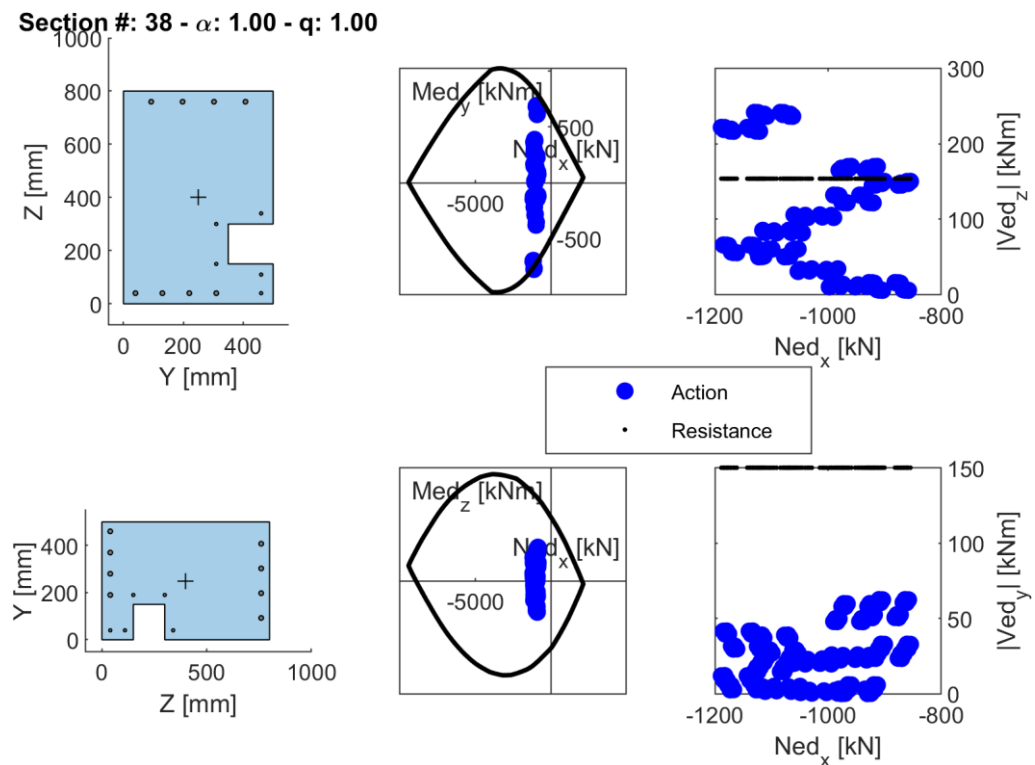


Figura 145: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

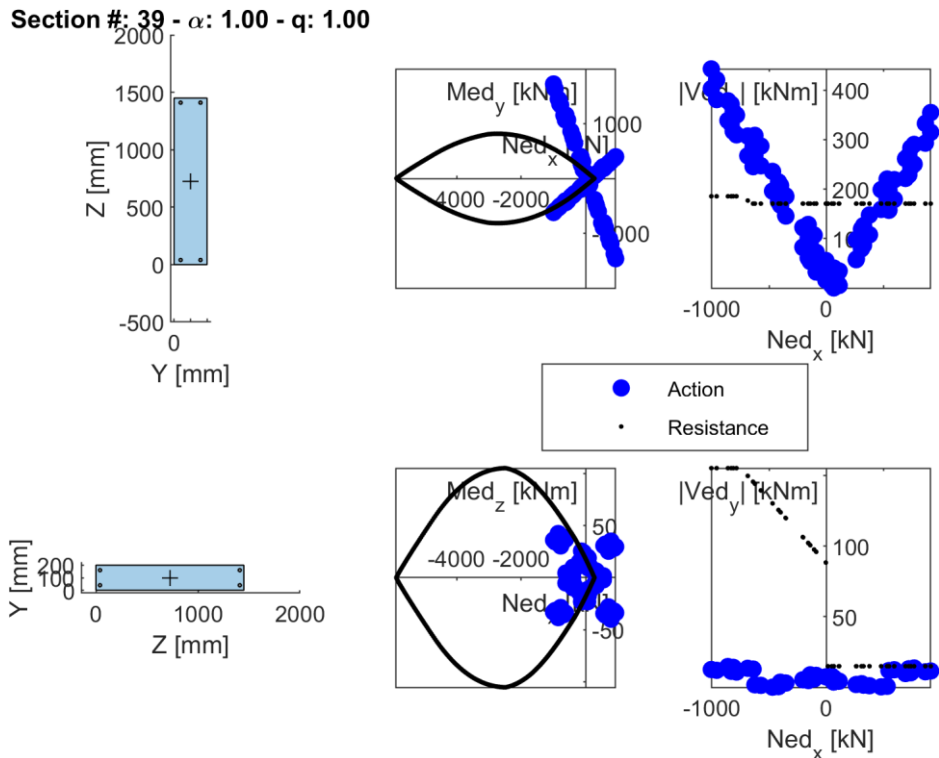


Figura 146: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

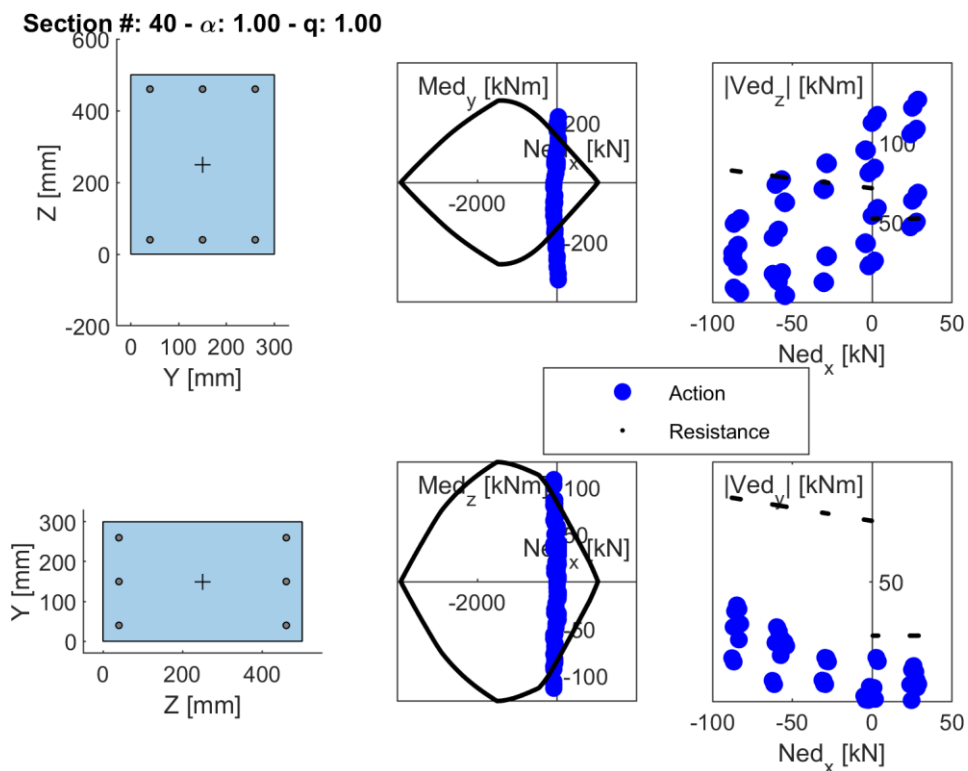


Figura 147: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 41 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00**

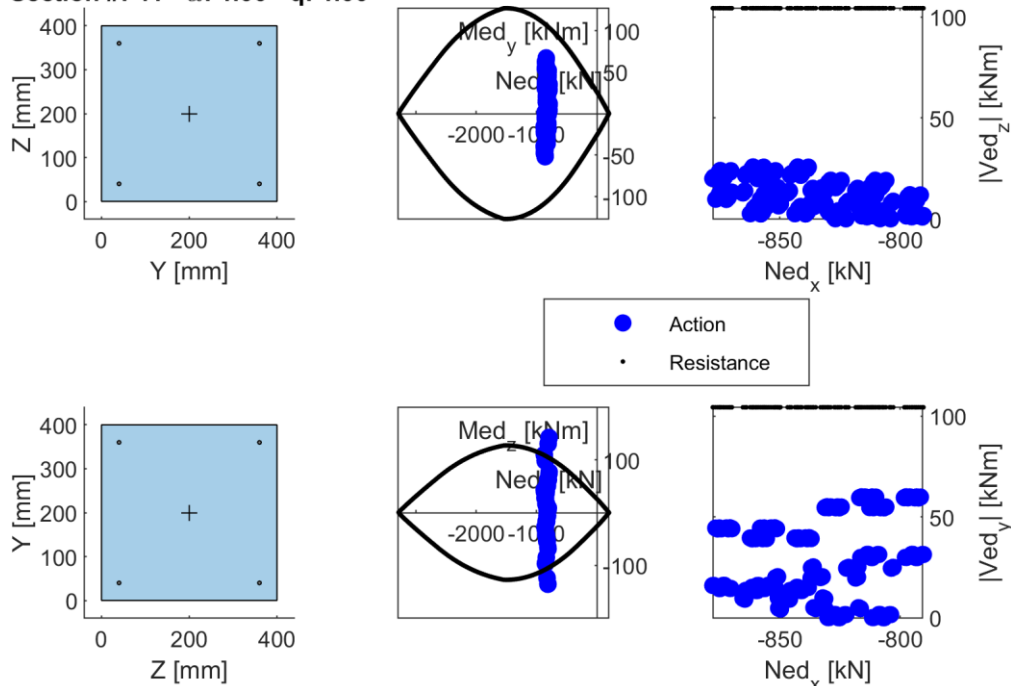


Figura 148: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 42 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00**

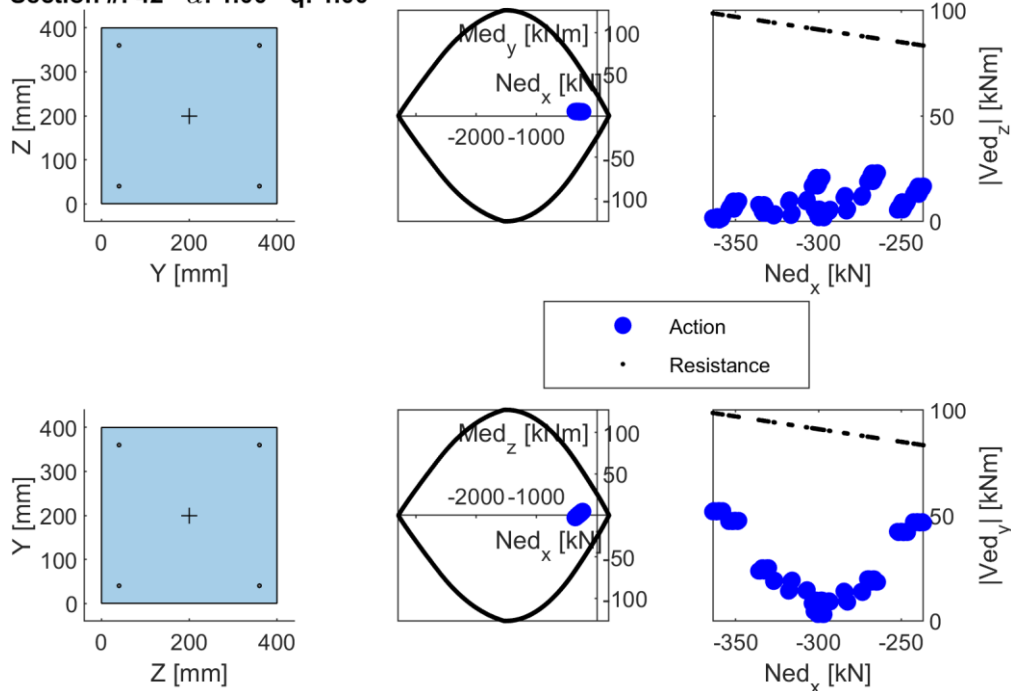


Figura 149: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 43 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00**

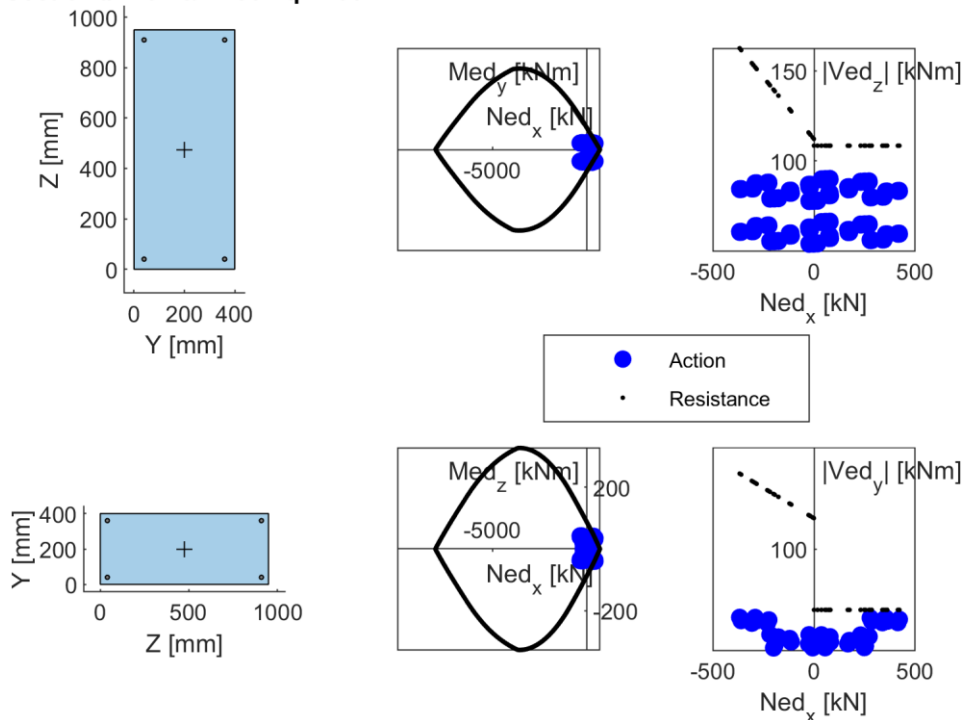


Figura 150: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 44 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.00**

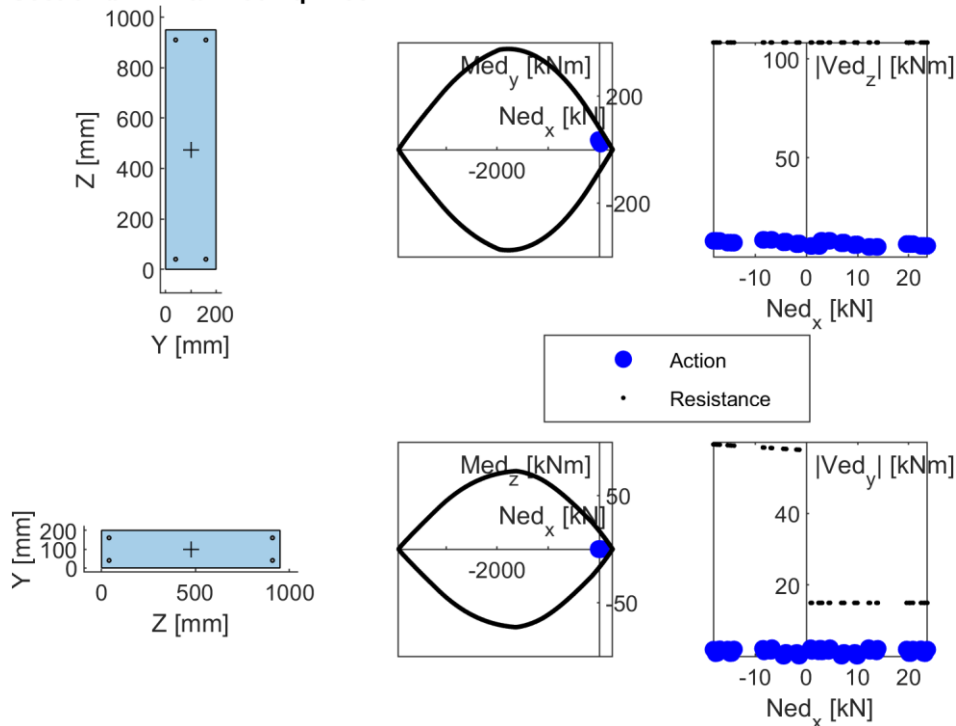


Figura 151: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

### 7.3 Verifica e progetto degli elementi con materiali fibro-rinforzati

In questa sezione si riportano i risultati delle verifiche strutturali e del progetto degli interventi con compositi fibro-rinforzato secondo normativa<sup>6</sup> per ogni sezione di riferimento, secondo combinazione fondamentale e combinazione sismica delle azioni allo SLV. Vista la particolare vulnerabilità riscontrata per la struttura, ai fini del calcolo della sicurezza si sono considerate solo alcune sezioni, dette di seguito *sezioni candidate*, aventi particolare importanza per la stabilità globale dell'edificio o per il mantenimento di funzionalità in caso di un potenziale grave danneggiamento della struttura (esempio: sezioni in prossimità di zone di accesso atte ad evacuare civili in caso di necessità). Tali sezioni sono così individuate: dalla 1 alla 11, la 14, la 16 e la 17, la 21, dalla 23 alla 26, dalla 28 alla 38 e dalla 41 alla 44.

In Tabella 70 sono riportati per ogni sezione i rapporti fra resistenza e sollecitazione secondo combinazione fondamentale allo SLU, per ogni CdS ( $V_y$  taglio in Y asse di minor inerzia della sezione,  $V_z$  taglio in Z asse di maggior inerzia della sezione,  $M_y$  momento flettente attorno a Y,  $M_z$  momento flettente attorno a Z).

Tabella 70: Risultati delle verifiche in termini di rapporto fra resistenza e sollecitazione per le varie CdS.

RAPPORTI RESISTENZA / SOLLECITAZIONE					
SEC #	DESCRIZIONE	$V_y$	$V_z$	$M_y$	$M_z$
1	Base pilastro piano 1 (codice BP7)	72.33	0.97	0.98	18.13
2	Testa pilastro piano 2 (codice TP7)	4.99	2.79	3.69	13.76
3	Base pilastro piano 1 (codice BP1)	156.80	2.61	3.32	35.38
4	Testa pilastro piano 2 (codice TP1)	1.38	7.85	5.52	3.44
5	Base pilastro piano 1 (codice BP14)	117.20	1.73	2.03	23.75
6	Testa pilastro piano 2 (codice TP14)	3.52	9.49	6.73	11.59
7	Reni arco timpano anteriore (codice ATA)	1.84	1.48	2.53	2.35
8	Concio 10_nervatura inferiore tra i pilastri (codice C5I78)	0.80	90.81	56.78	1.41
9	Concio Ventaglio_nervatura (codice C1L7)	14.90	5.49	7.54	5.47
10	Concio 13_nervatura superiore pilastro 8 (CAM8_CON13B) (codice C2S7)	1.48	17.02	18.18	0.56
11	Concio ventaglio nervatura laterale pilastro 14_sezione verso il pilastro (codice C1L1)	5.26	2.57	5.18	6.97
12	Ventaglio_nervatura laterale (codice C1LSV)	0.97	2.95	0.00	0.00
13	Solaio SAP_zona chiave arco_sezione d'incastro verso il timpano posteriore (sez a, codice S5TP) & verso la semicupola (sez b, codice S5SC)	0.05	13.76	2.28	0.67
14	Arco timpano posteriore verso la semicupola_sezione d'imposta (codice ATP)	1.27	1.06	1.68	2.73
15	Elemento verticale timpano posteriore_sezione al piede (codice EVTP)	Inf	1.66	0.78	Inf
16	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione terminale (codice TET)	6.84	6.08	2.55	7.72
17	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione terminale (codice TIT)	5.09	0.90	0.87	4.68
18	Pilastro abside interno_sezione in testa (codice PIAT)	66.90	21.44	7.64	21.13
19	Pilastro abside interno_sezione al piede (codice PIAP)	66.90	21.44	7.64	21.13
20	Trave diagonale verso la semicupola_sezione in mezzera (codice TDSC)	28.85	0.94	1.98	34.23
21	Pilastro esterno_timpano posteriore_quota 0m (codice PETP)	10.99	4.81	2.33	6.70
22	Pilastro abside_piano seminterrato_sezione alla base (codice PASI)	44.31	25.06	19.49	16.66
23	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione in chiave	108.64	21.40	6.97	91.73
24	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione a 45°	47.75	8.50	4.90	24.19

- <sup>6</sup> CSLP: "Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCC" – Ottobre 2019
- CNR-DT 215/2018 – "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica" - CNR 06.02.2019; versione del 30 giugno 2020

<b>RAPPORTI RESISTENZA / SOLLECITAZIONE</b>					
<b>SEC #</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>Vy</b>	<b>Vz</b>	<b>My</b>	<b>Mz</b>
25	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione in chiave	27.20	45.42	4.49	12.04
26	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione a 45°	9.35	3.71	4.56	12.23
27	Base pilastro piano 1	83.78	1.01	0.79	18.91
28	Testa pilastro piano 2	3.12	2.88	3.82	8.64
29	Base pilastro piano 1	74.28	1.19	1.25	19.17
30	Testa pilastro piano 2	7.32	3.78	3.86	20.91
31	Base pilastro piano 1	69.71	1.10	1.02	17.96
32	Testa pilastro piano 2	3.84	2.19	3.06	10.72
33	Base pilastro piano 1	88.22	1.36	1.52	20.13
34	Testa pilastro piano 2	8.12	3.06	4.95	24.83
35	Base della seconda pilastrata del timpano anteriore (PIL2)	54.12	1.68	1.23	32.62
36	Mezzeria della seconda pilastrata del timpano anteriore (PIL2)	39.82	4.75	8.75	132.83
37	Mezzeria della sesta pilastrata del timpano anteriore (PIL6)	116.80	14.69	8.73	148.03
38	Base della sesta pilastrata del timpano anteriore (PIL6)	10.13	2.30	4.14	9.36
39	Trave timpano che continua dalla trave circolare esterna dell'abside	70.25	6.57	0.62	11.58
40	Trave timpano che continua dalla trave circolare interna dell'abside	2.98	1.20	0.51	1.17
41	Base della colonna centrale del salone 2B in prossimità dell'entrata	8.15	6.49	2.53	3.36
42	Mezzeria della colonna lato strada del salone 2B in prossimità dell'entrata	17.96	9.39	9.92	38.23
43	Incastro trave longitudinale salone 2B	26.40	0.87	1.14	37.49
44	Mezzeria trave trasversale salone 2B	747.53	10.51	1.57	Inf

Fra le sezioni candidate come sezioni di controllo per valutare la sicurezza, si riscontra un valore minimo del rapporto resistenza/sollecitazione pari a 0.56, ottenuto per la sezione 10 a pressoflessione attorno l'asse Z (nel piano).

In Tabella 71, invece, sono riportati per ogni sezione i rapporti fra PGA resistente (che porta al collasso la sezione) e PGA di progetto (fattore di comportamento  $q=1,50$ , a seguito degli interventi di protezione dei nodi) secondo la combinazione sismica allo SLV, per ogni CdS (Vy taglio in Y asse di minor inerzia della sezione, Vz taglio in Z asse di maggior inerzia della sezione, My momento flettente attorno a Y, Mz momento flettente attorno a Z). In caso di valore unitario si identifica una PGA resistente maggiore o uguale alla PGA di progetto.

Tabella 71: Risultati delle verifiche in termini di rapporto fra PGA resistente e PGA di progetto per le varie CdS.

<b>INDICE DI SICUREZZA SISMICA</b>					
<b>SEC #</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>Vy</b>	<b>Vz</b>	<b>My</b>	<b>Mz</b>
1	Base pilastro piano 1 (codice BP7)	1	1	0.78	1
2	Testa pilastro piano 2 (codice TP7)	1	1	1	1
3	Base pilastro piano 1 (codice BP1)	1	1	1	1
4	Testa pilastro piano 2 (codice TP1)	1	1	1	1
5	Base pilastro piano 1 (codice BP14)	1	1	1	1
6	Testa pilastro piano 2 (codice TP14)	1	1	1	1
7	Reni arco timpano anteriore (codice ATA)	1	1	1	1
8	Concio 10_nervatura inferiore tra i pilastri (codice C5I78)	1	1	1	1
9	Concio Ventaglio_nervatura (codice C1L7)	0.97	0.97	1	1
10	Concio 13_nervatura superiore pilastro 8 (CAM8_CON13B) (codice C2S7)	1	1	1	1
11	Concio ventaglio nervatura laterale pilastro 14_sezione verso il pilastro (codice C1L1)	1	1	1	1
12	Ventaglio_nervatura laterale (codice C1LSV)	1	1	0	0
13	Solaio SAP_zona chiave arco_sezione d'incastro verso il timpano posteriore (sez a, codice SSTP) & verso la semicupola (sez b, codice SSSC)	0	1	1	0



INDICE DI SICUREZZA SISMICA					
SEC #	DESCRIZIONE	Vy	Vz	My	Mz
14	Arco timpano posteriore verso la semicupola_sezione d'imposta (codice ATP)	1	1	1	1
15	Elemento verticale timpano posteriore_sezione al piede (codice EVTP)	1	1	1	1
16	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione terminale (codice TET)	0.66	1	0.62	0.6
17	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione terminale (codice TIT)	1	1	1	1
18	Pilastrino abside interno_sezione in testa (codice PIAT)	1	1	1	1
19	Pilastrino abside interno_sezione al piede (codice PIAP)	1	1	1	1
20	Trave diagonale verso la semicupola_sezione in mezzeria (codice TDSC)	1	1	1	1
21	Pilastrino esterno_timpano posteriore_quota 0m (codice PETP)	1	1	1	0.62
22	Pilastrino abside_piano seminterrato_sezione alla base (codice PASI)	1	1	0.86	0.79
23	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione in chiave	1	1	1	1
24	Trave di bordo esterna solaio anulare_sezione a 45°	1	1	1	1
25	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione in chiave	1	1	1	1
26	Trave di bordo interna solaio anulare_sezione a 45°	1	1	1	1
27	Base pilastrone piano 1	1	1	0	1
28	Testa pilastrone piano 2	1	1	1	1
29	Base pilastrone piano 1	1	1	1	1
30	Testa pilastrone piano 2	1	1	1	1
31	Base pilastrone piano 1	1	1	0.64	1
32	Testa pilastrone piano 2	1	1	1	1
33	Base pilastrone piano 1	1	1	1	1
34	Testa pilastrone piano 2	1	1	1	1
35	Base della seconda pilastrata del timpano anteriore (PIL2)	1	1	1	1
36	Mezzeria della seconda pilastrata del timpano anteriore (PIL2)	1	1	1	1
37	Mezzeria della sesta pilastrata del timpano anteriore (PIL6)	1	1	1	1
38	Base della sesta pilastrata del timpano anteriore (PIL6)	1	0.85	1	1
39	Trave timpano che continua dalla trave circolare esterna dell'abside	1	1	0.02	0.71
40	Trave timpano che continua dalla trave circolare interna dell'abside	1	1	0	1
41	Base della colonna centrale del salone 2B in prossimità dell'entrata	1	1	1	1
42	Mezzeria della colonna lato strada del salone 2B in prossimità dell'entrata	1	1	1	1
43	Incastro trave longitudinale salone 2B	1	1	1	1
44	Mezzeria trave trasversale salone 2B	1	1	1	1

Fra le sezioni candidate come sezioni di controllo per valutare la sicurezza sismica, si riscontra un valore minimo del rapporto **PGA resistente/PGA di progetto pari a 0.60**, ottenuto per la sezione 16 (*Trave di bordo esterna solaio anulare*) a pressoflessione attorno all'asse Z (fuori dal piano).

Per alcune sezioni rimangono incertezze riguardo al modello di calcolo relative a informazioni ridotte sulla struttura, in particolare ciò è vero per le sezioni della zona dove il timpano posteriore si incontra con l'abside, e in prossimità del cambio di quota del vincolo alla base del modello. Queste sezioni sono la 12, la 13, la 27, la 39 e la 40 (evidenziate in grigio nelle tabelle sopra riportate).

Nelle immagini che seguono si riportano i diagrammi di interazione a sforzo normale-momento flettente e sforzo normale-taglio per le diverse sezioni analizzate. I diagrammi di interazione per sforzo normale-momento flettente tengono già in conto dell'abbattimento del 30% del momento flettente per l'ipotesi di indipendenza delle due direzioni perpendicolari della sezione (doppia pressoflessione retta). Per il taglio, vista la scarsa quantità di armatura presente nello stato di fatto, si è fatto uso di entrambe le formule per "sezioni armate" e "sezioni non armate" a taglio per la stima della sicurezza sismica della struttura.

Nelle immagini si riporta una raffigurazione della posizione e la presenza del composito fibro-rinforzato sulla sezione, contraddistinta da un rettangolo di colore blu.

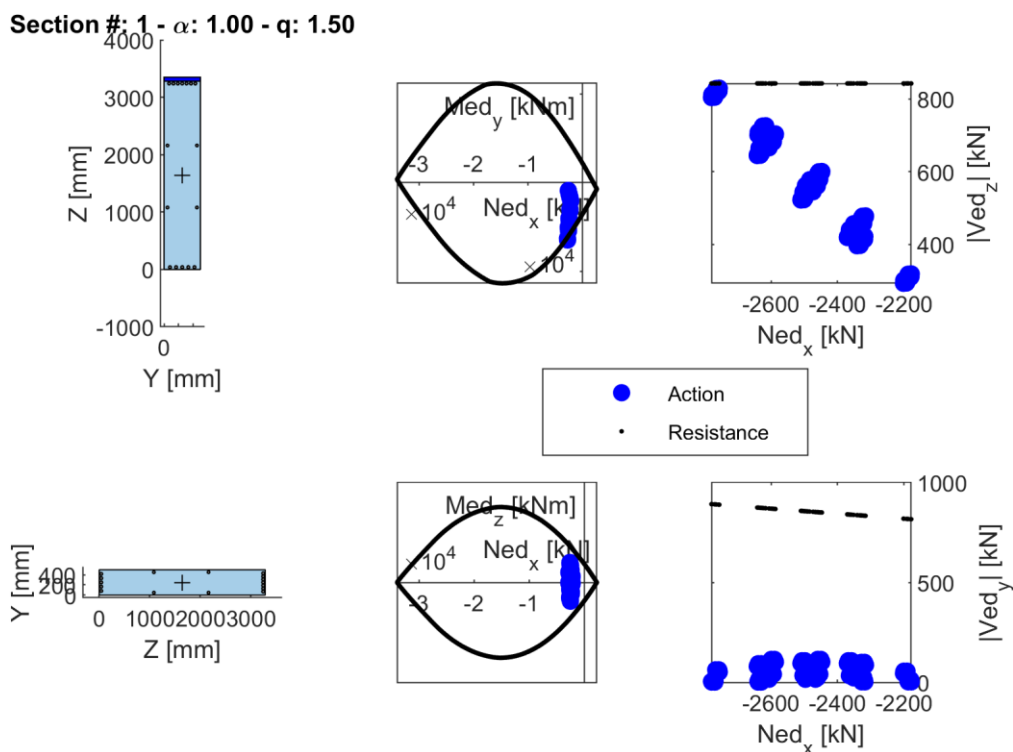


Figura 152: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

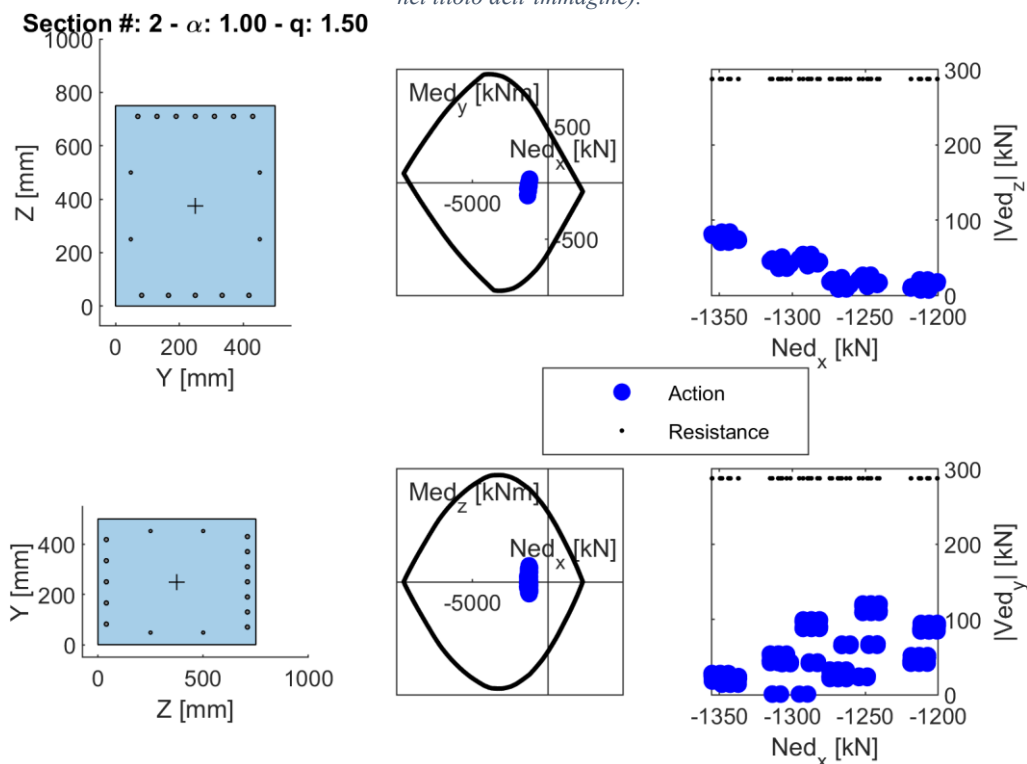


Figura 153: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

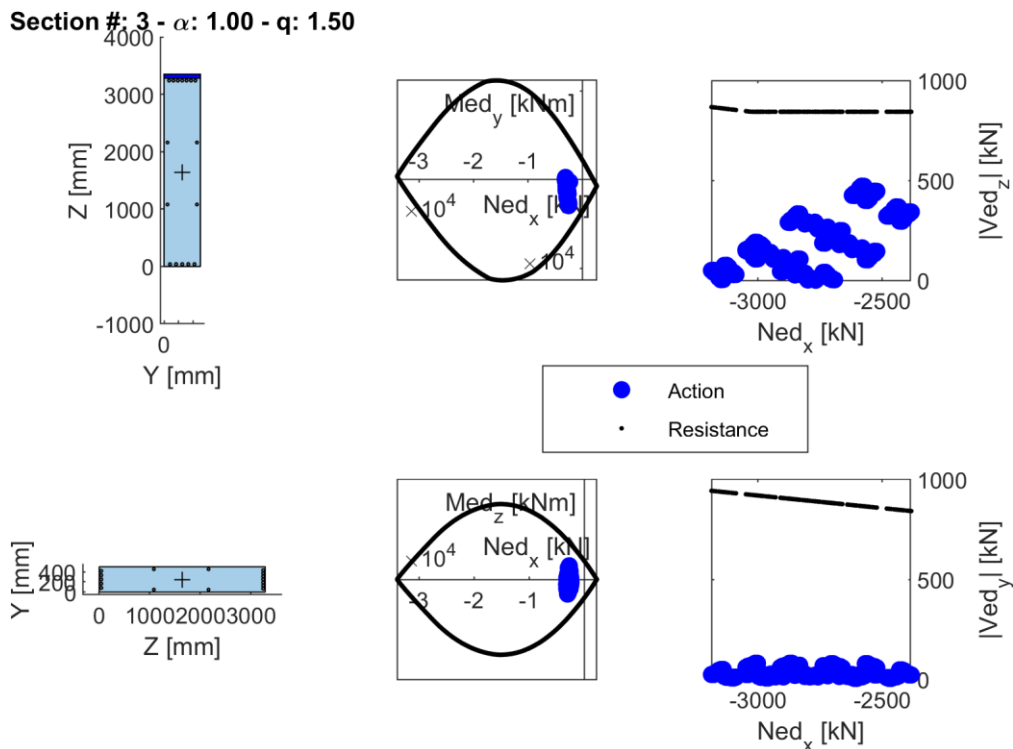


Figura 154: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

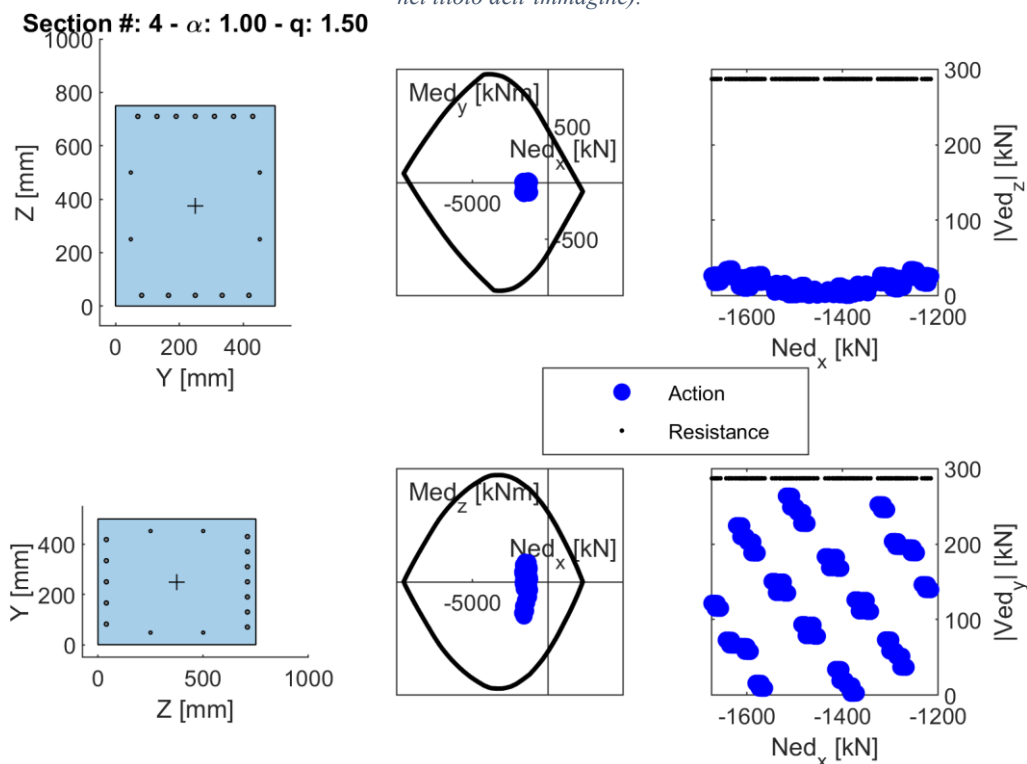


Figura 155: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

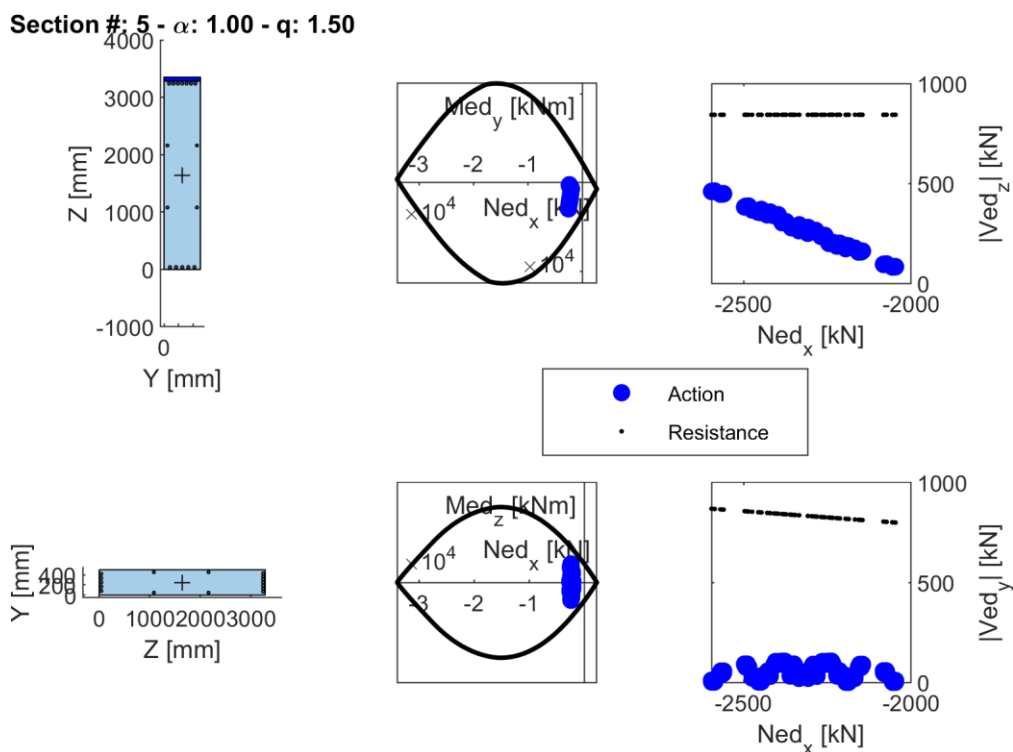


Figura 156: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

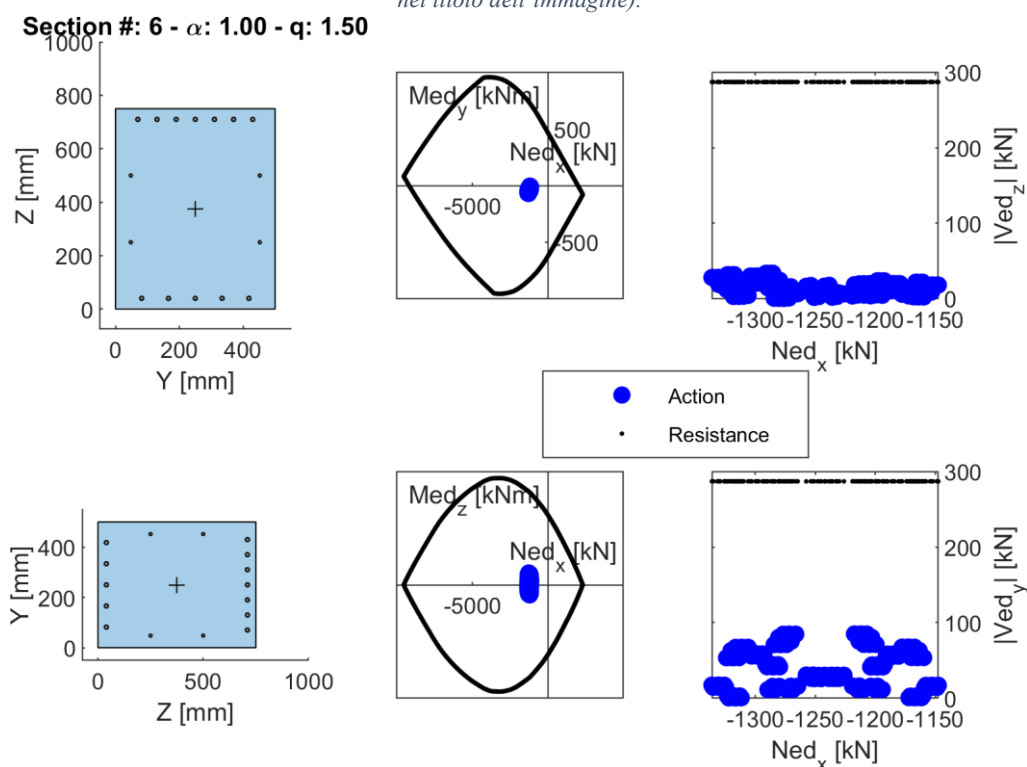


Figura 157: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

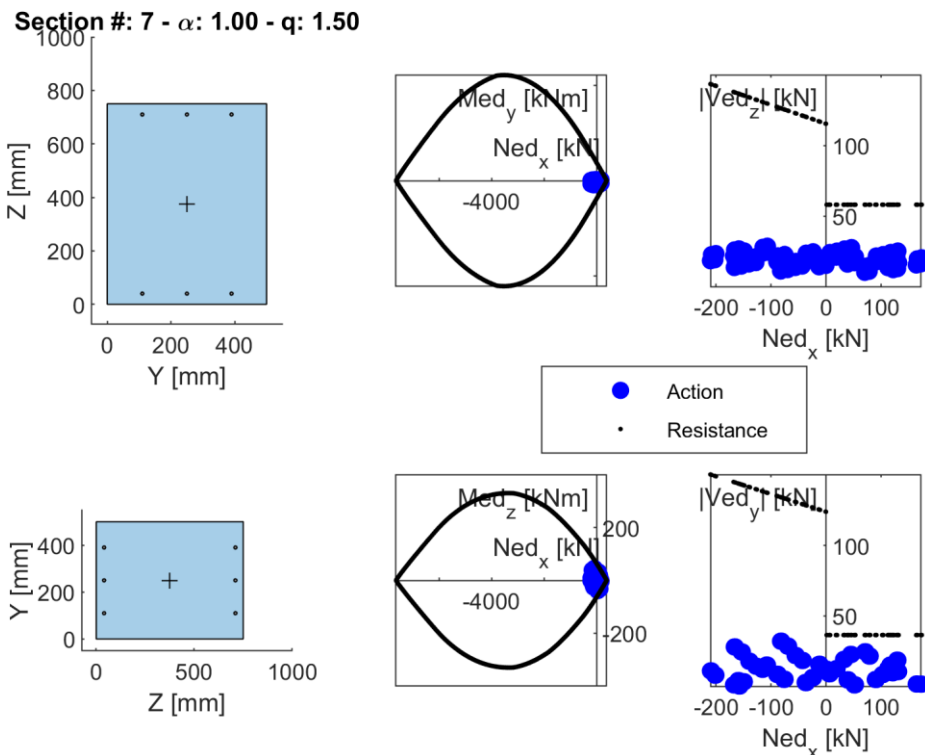


Figura 158: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

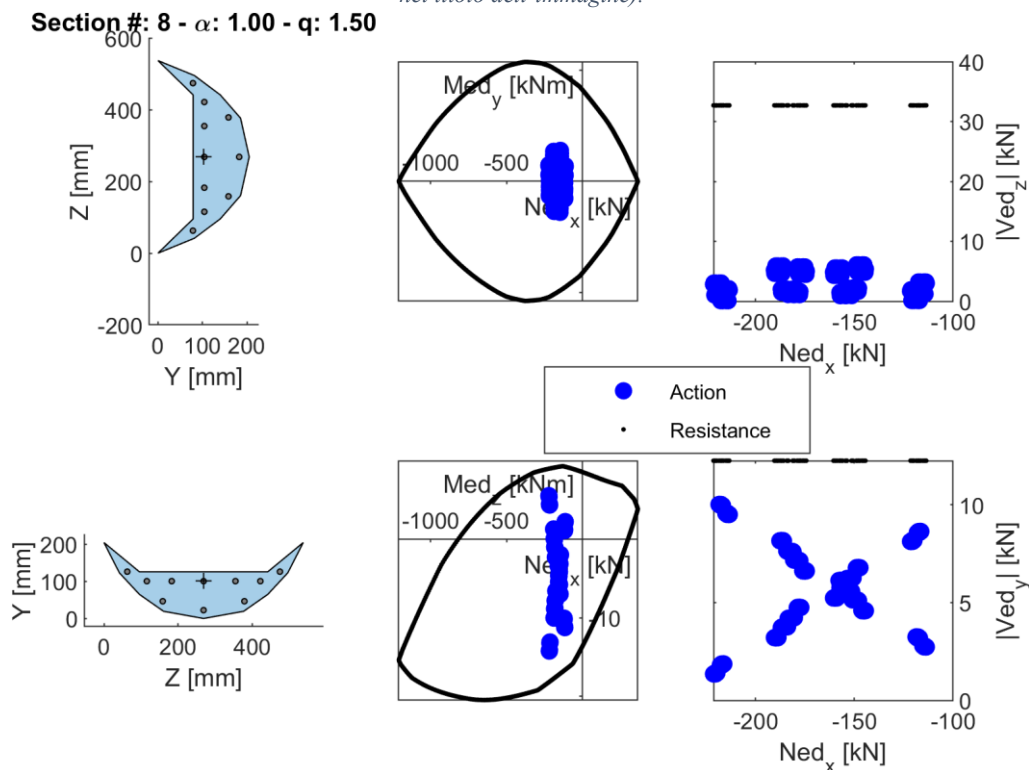


Figura 159: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

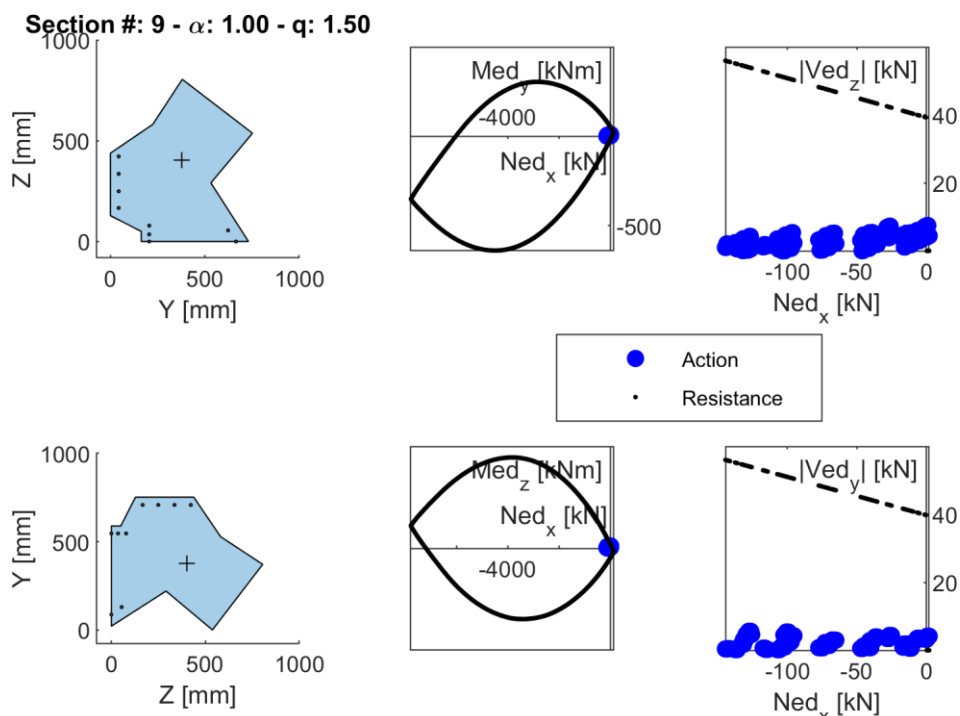


Figura 160: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

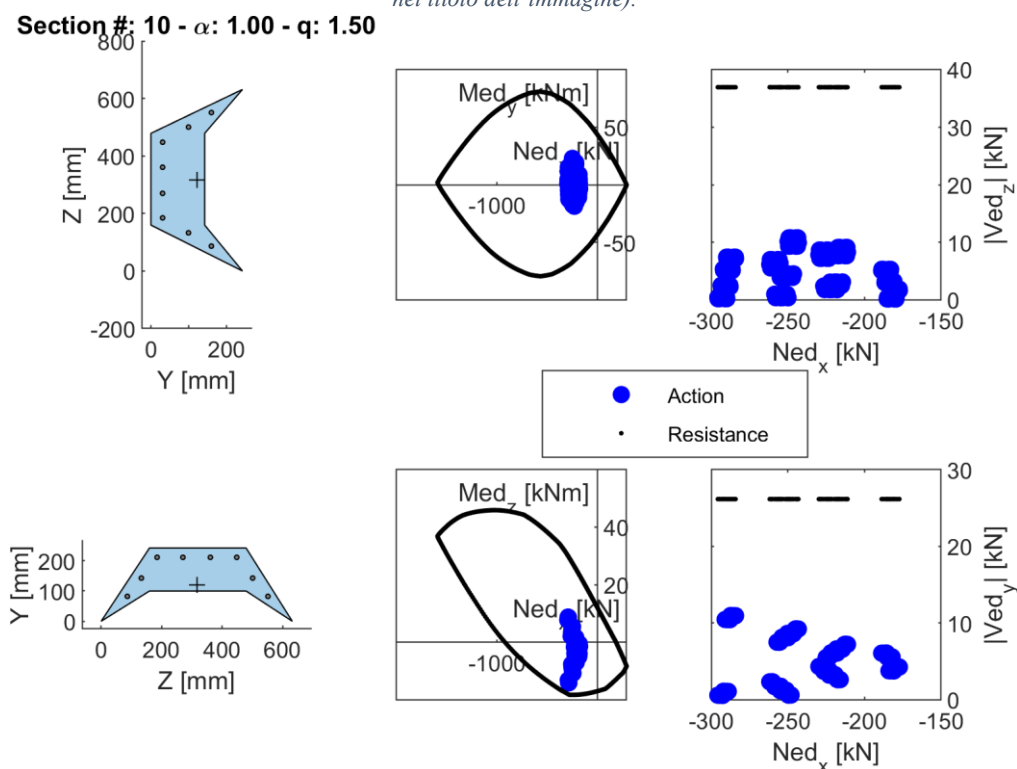


Figura 161: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 11 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50

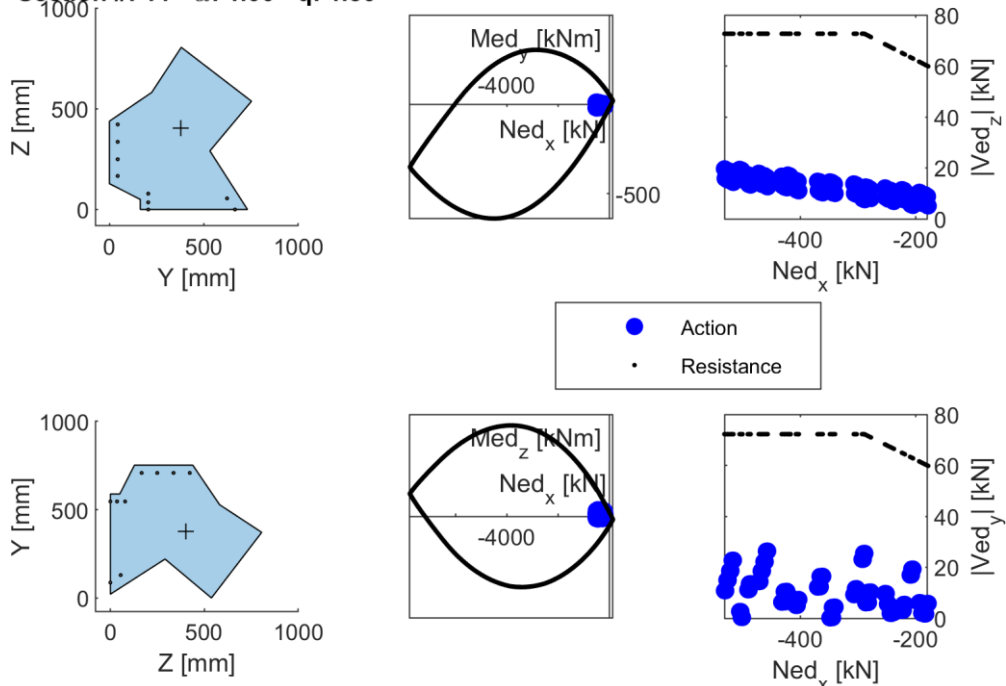


Figura 162: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 12 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50

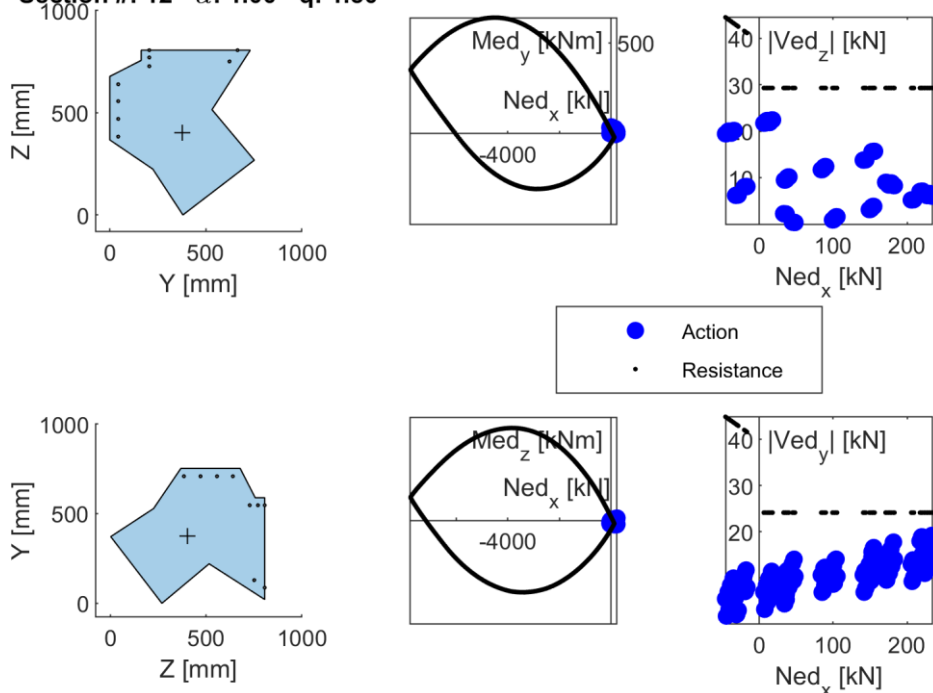


Figura 163: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 13 -  $\alpha$ : 1.00 -  $q$ : 1.50

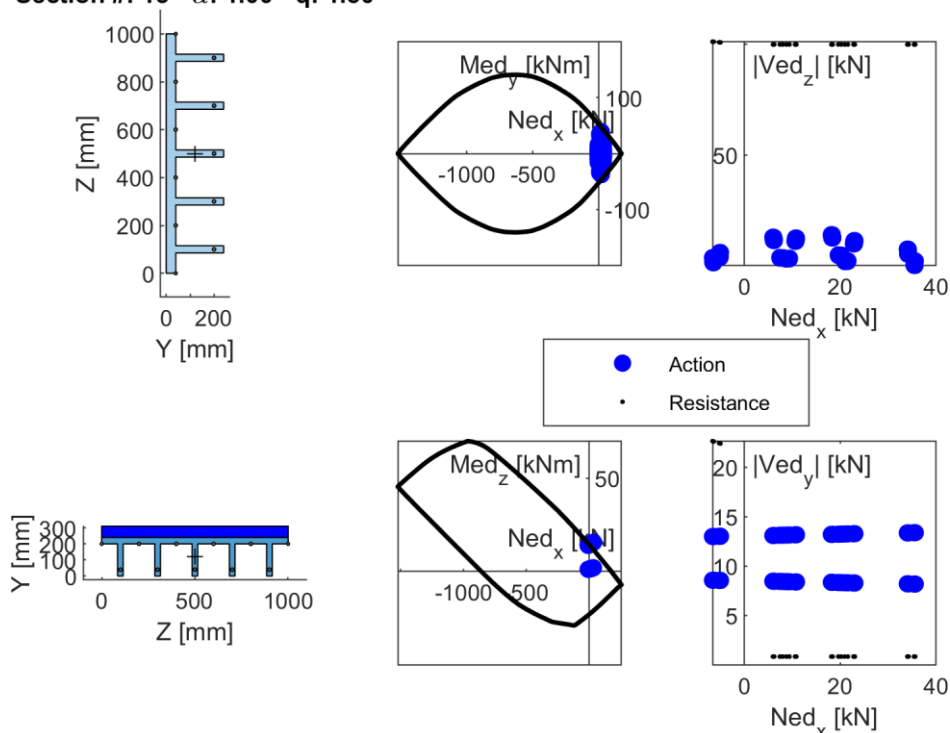


Figura 164: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 14 -  $\alpha$ : 1.00 -  $q$ : 1.50

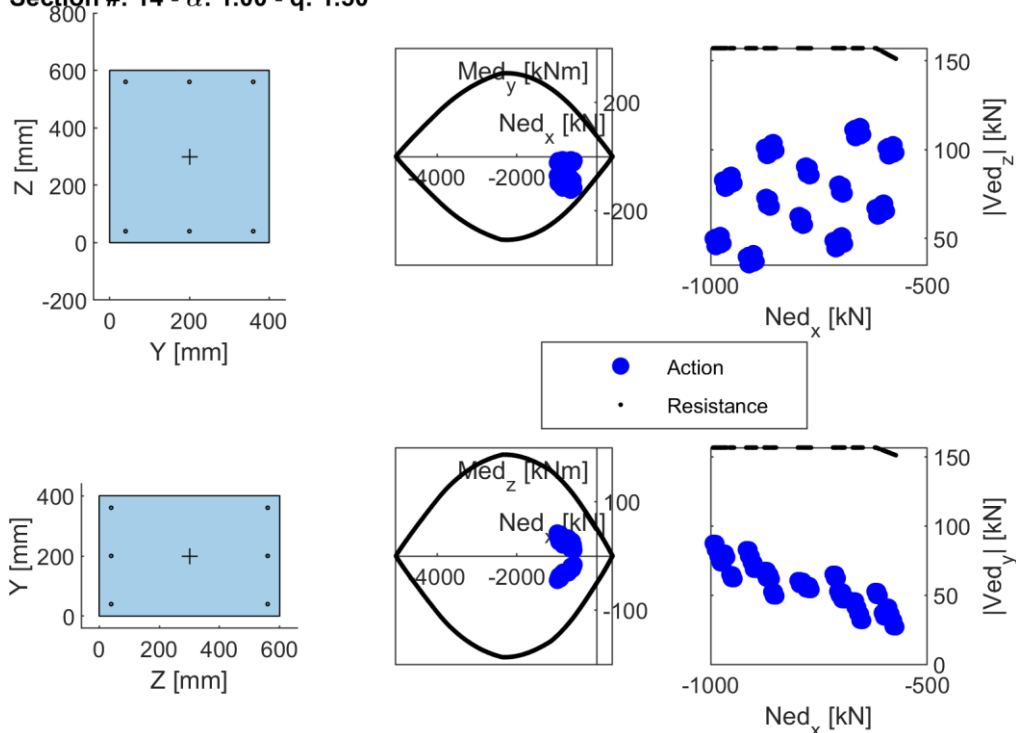


Figura 165: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).



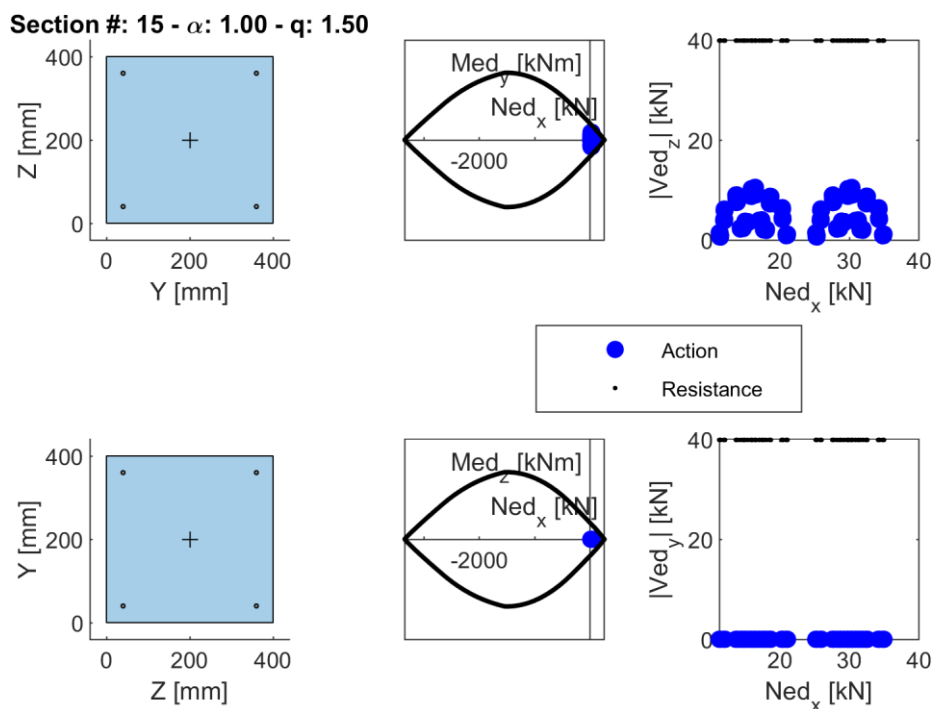


Figura 166: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

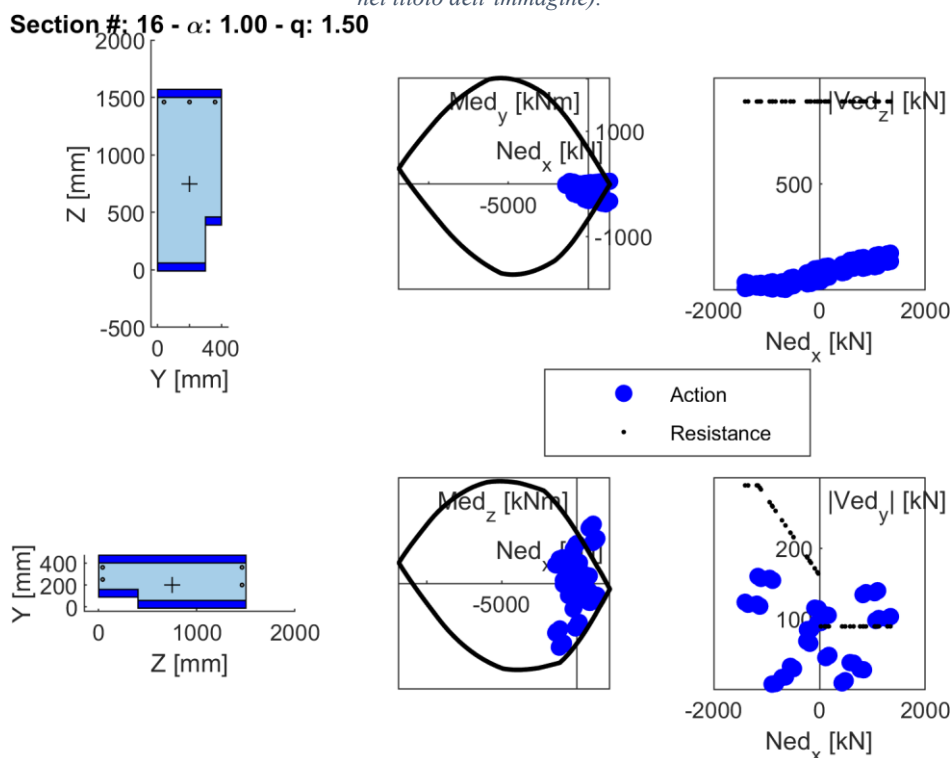


Figura 167: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 17 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50

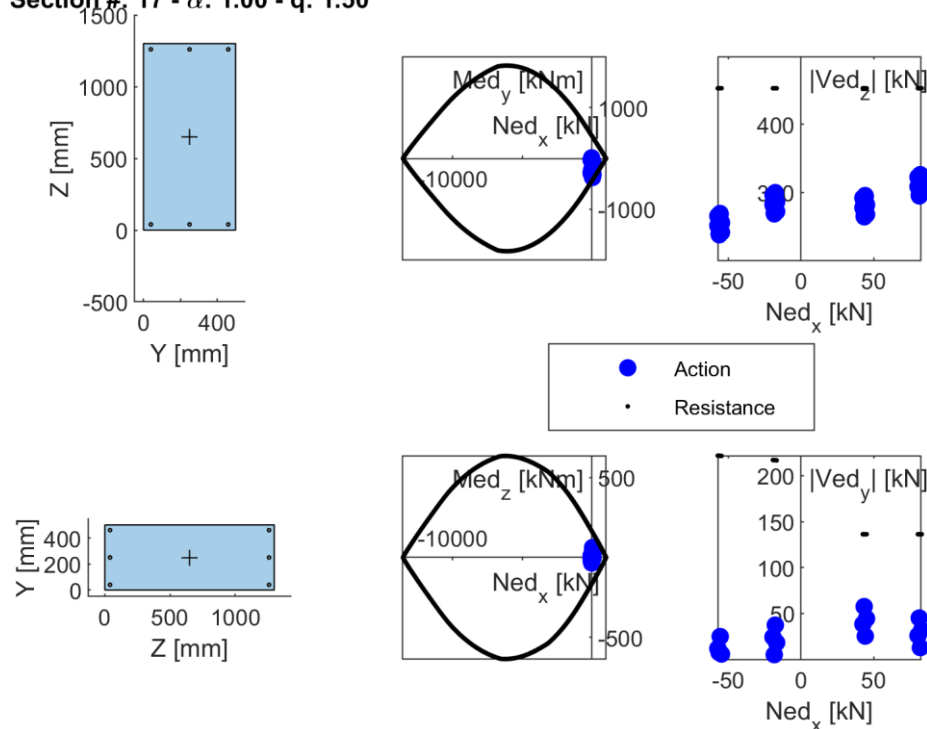


Figura 168: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 18 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50

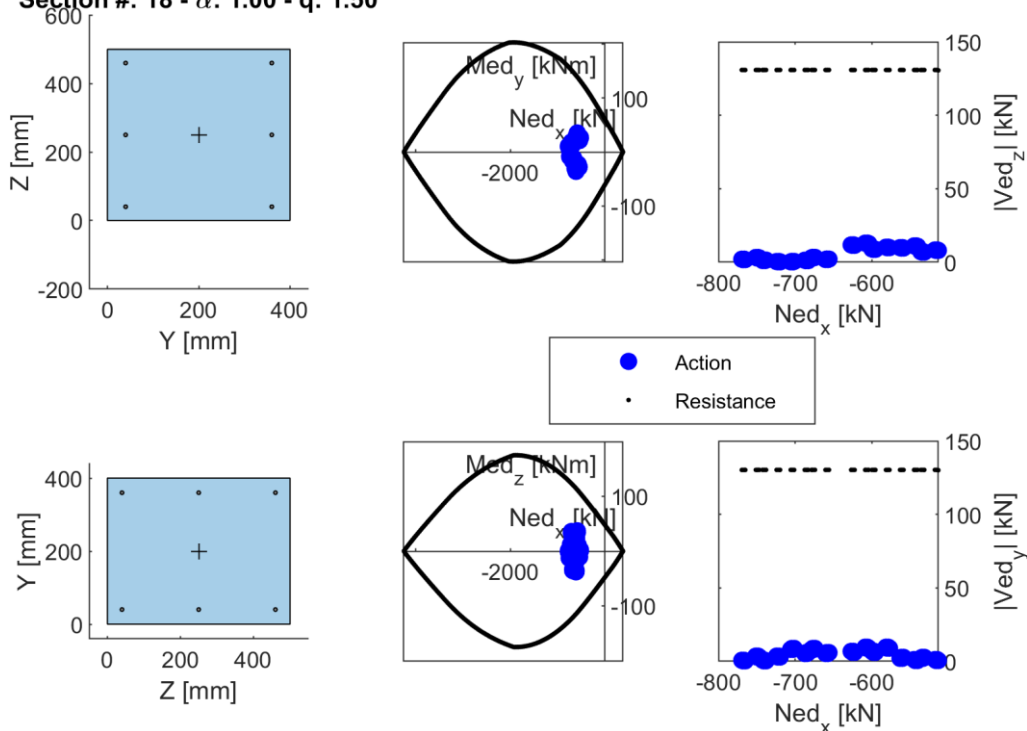


Figura 169: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

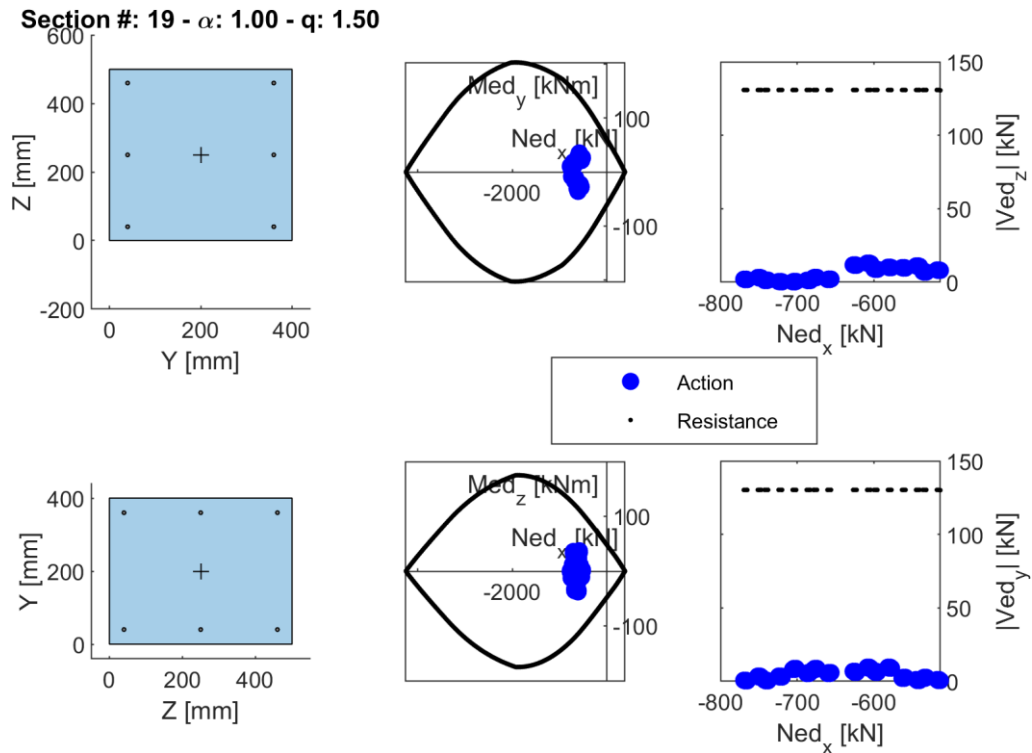


Figura 170: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

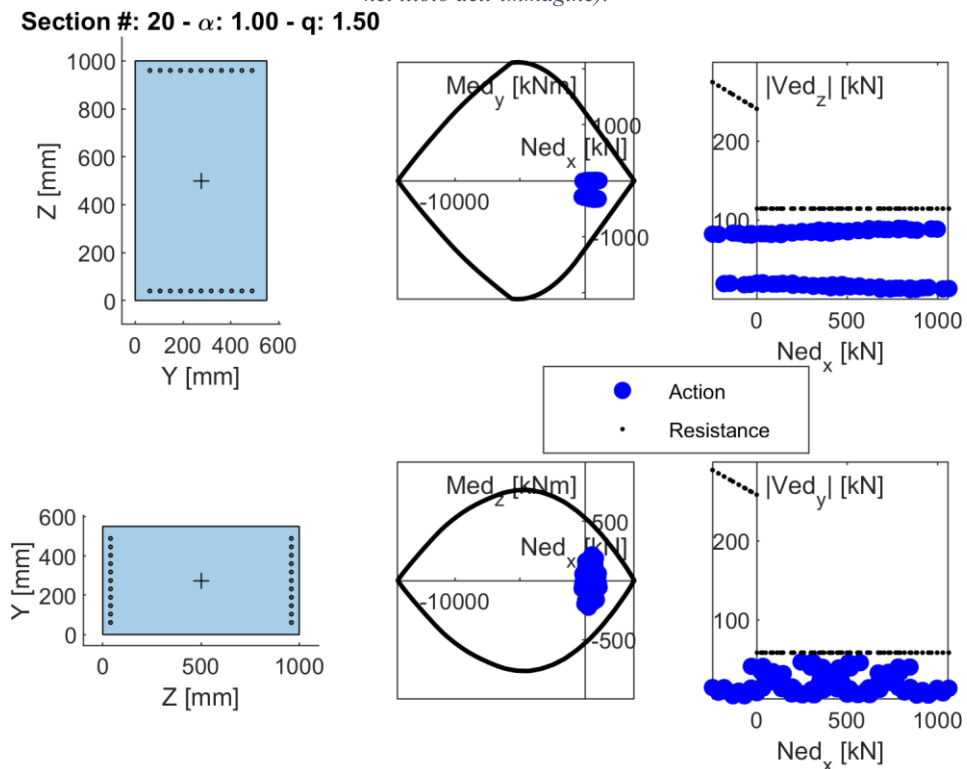


Figura 171: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

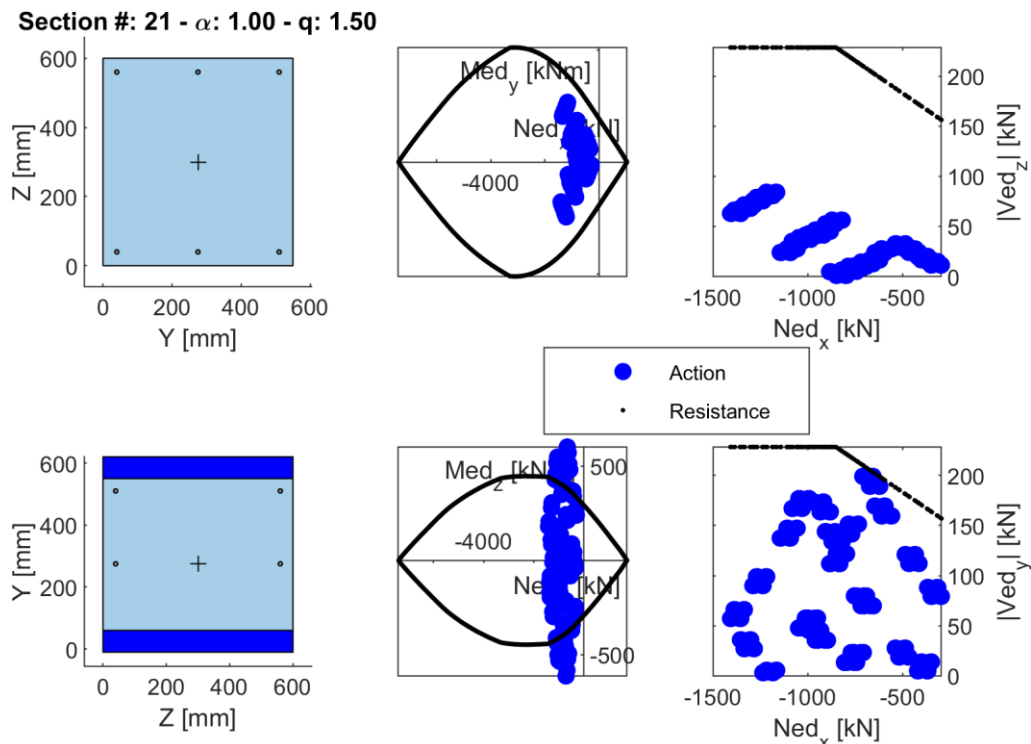


Figura 172: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

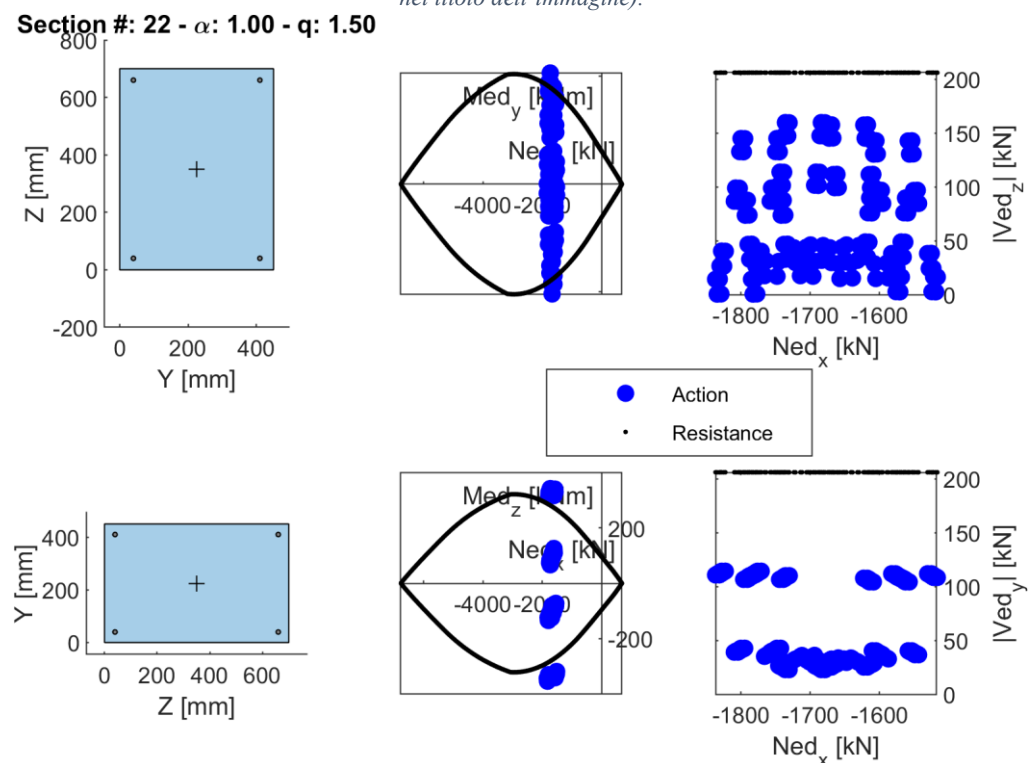


Figura 173: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 23 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50

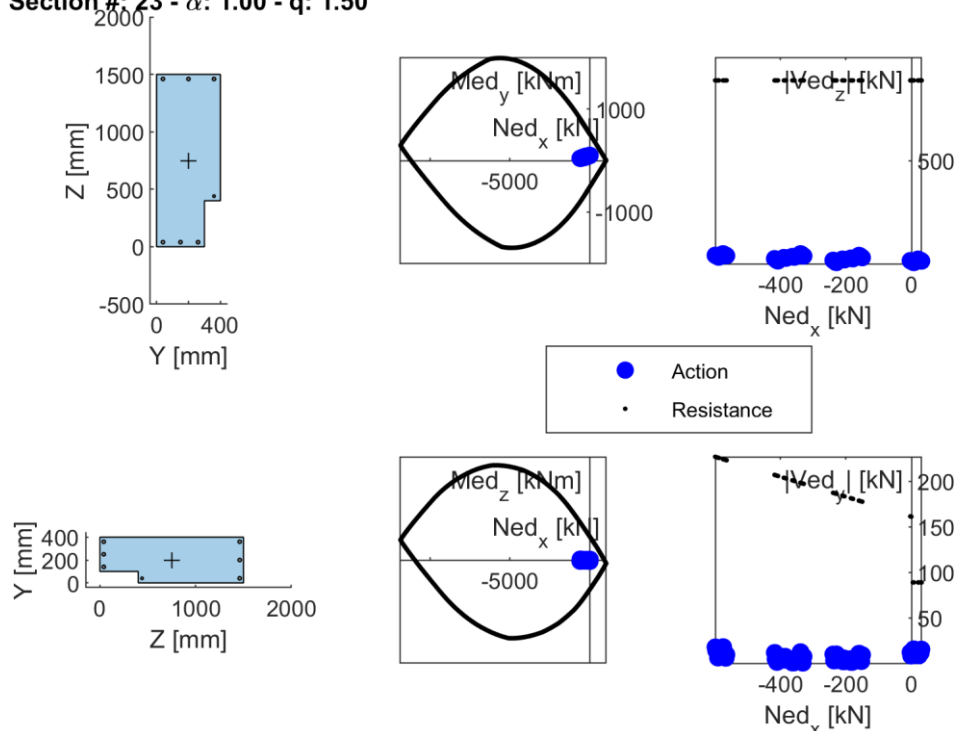


Figura 174: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 24 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50

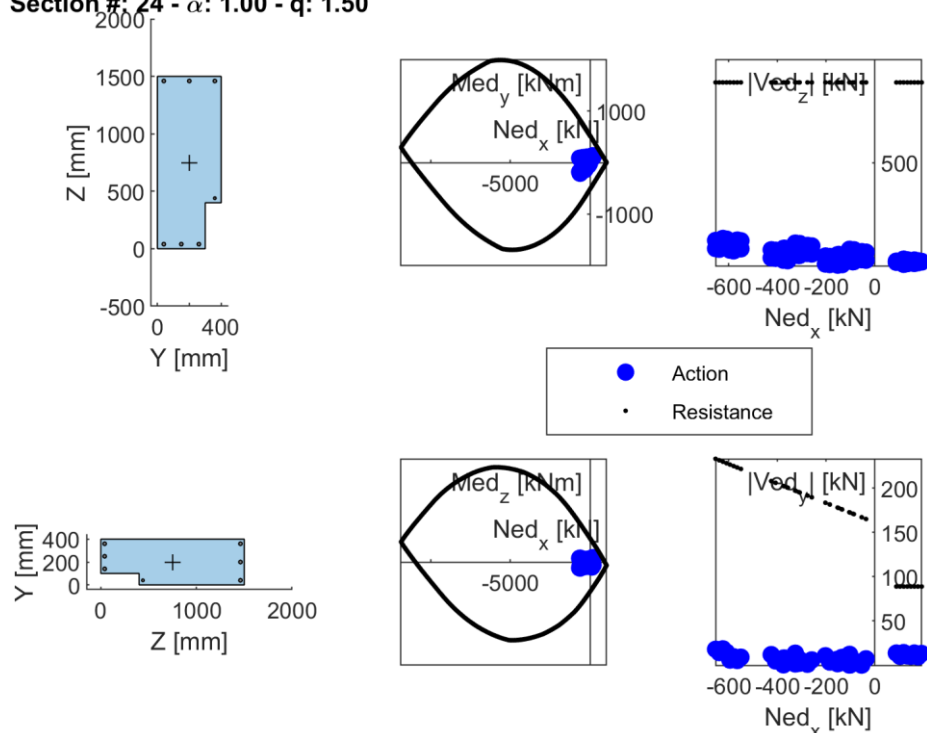


Figura 175: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 25 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50**

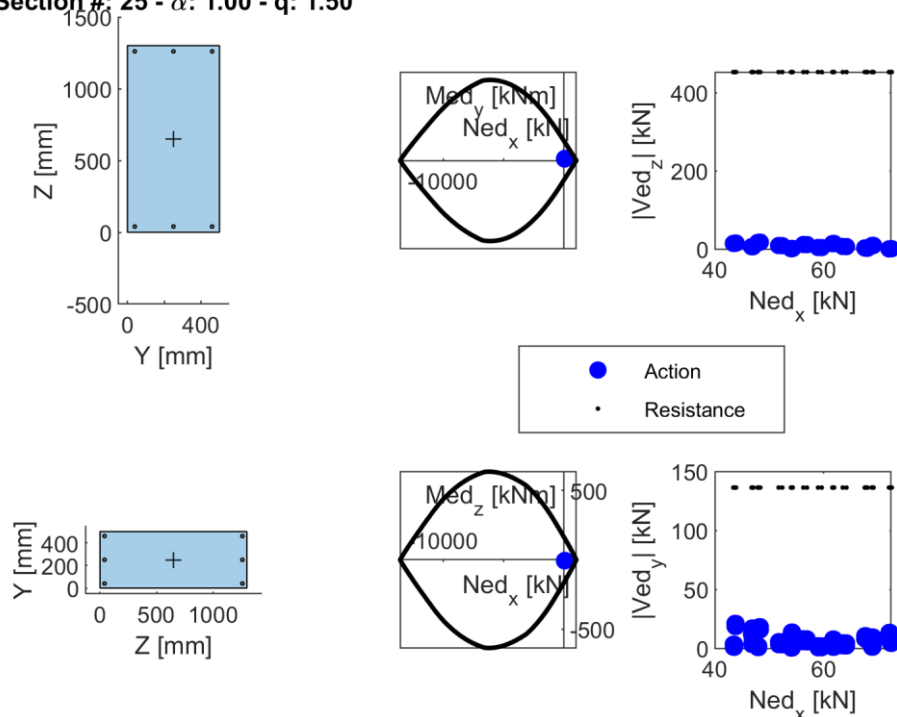


Figura 176: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 26 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50**

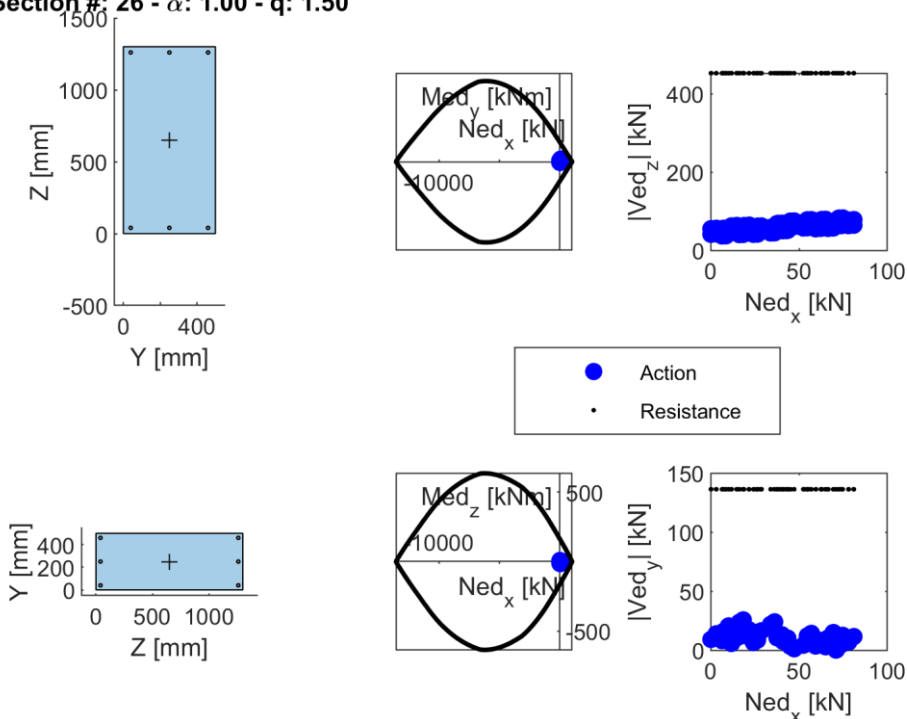


Figura 177: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

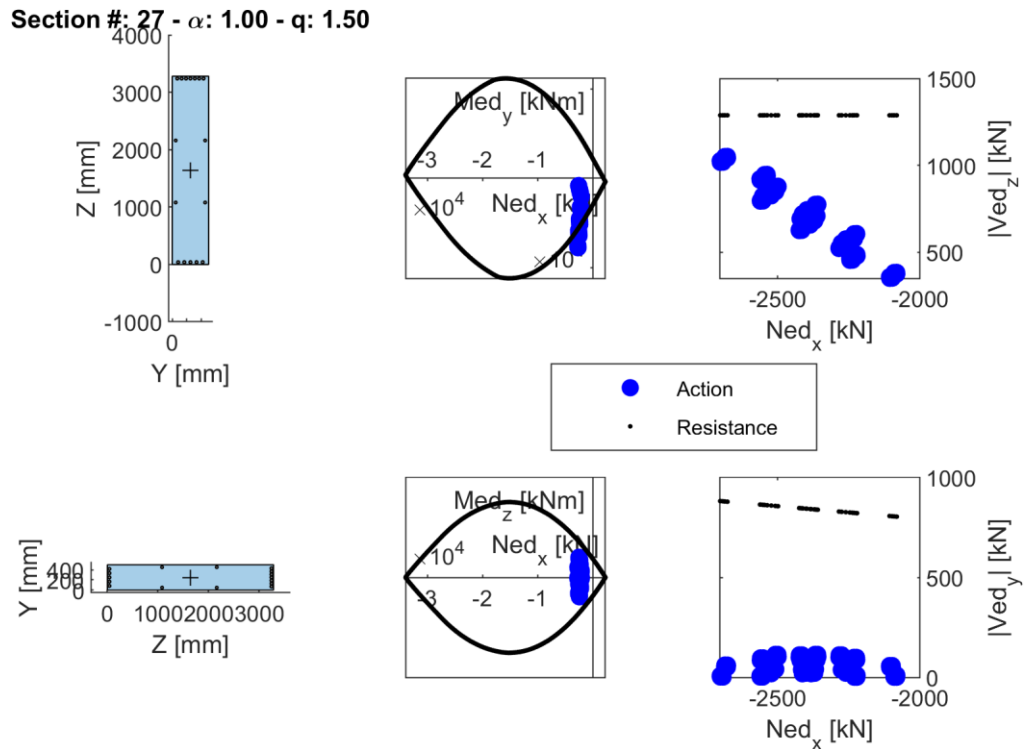


Figura 178: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

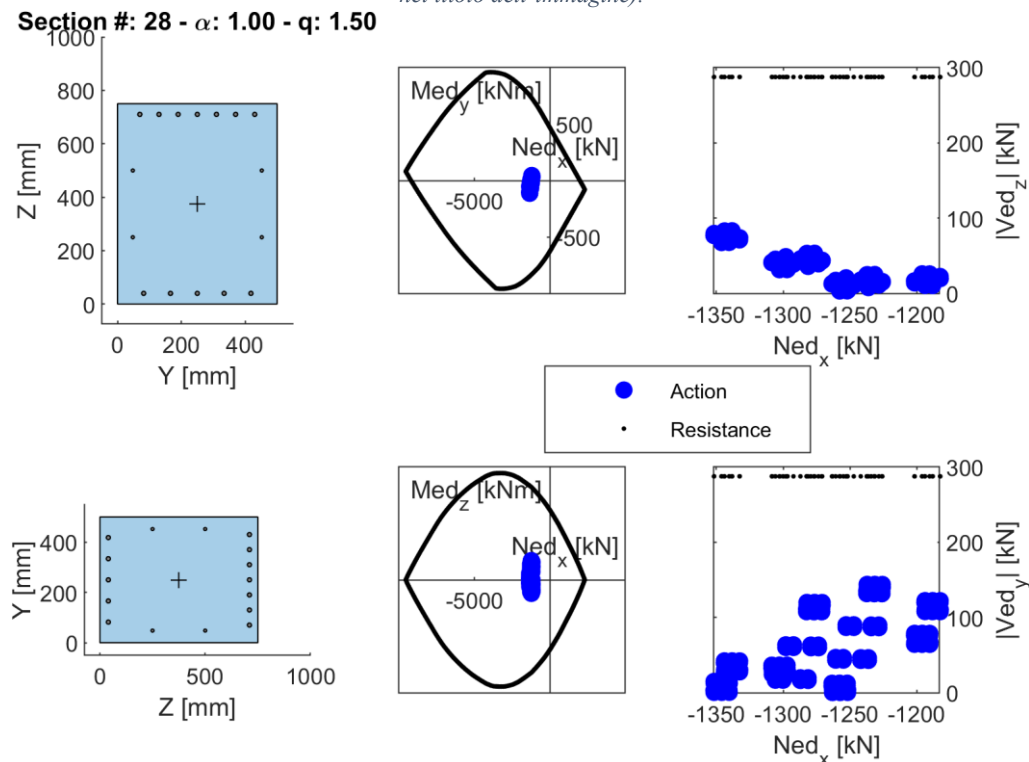


Figura 179: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

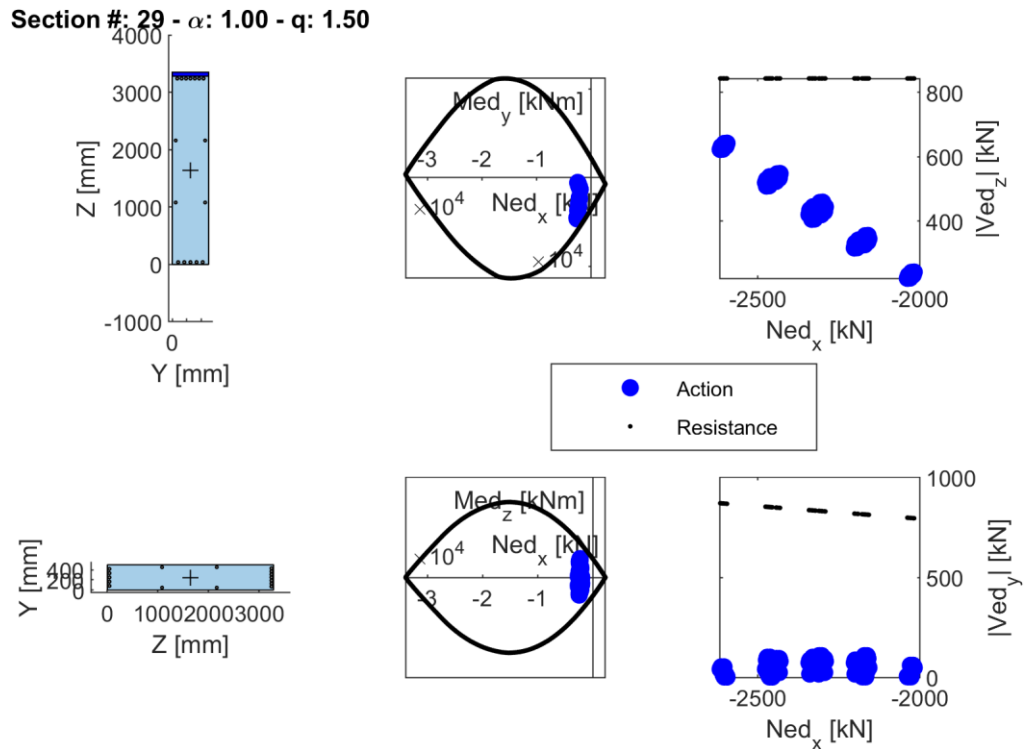


Figura 180: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

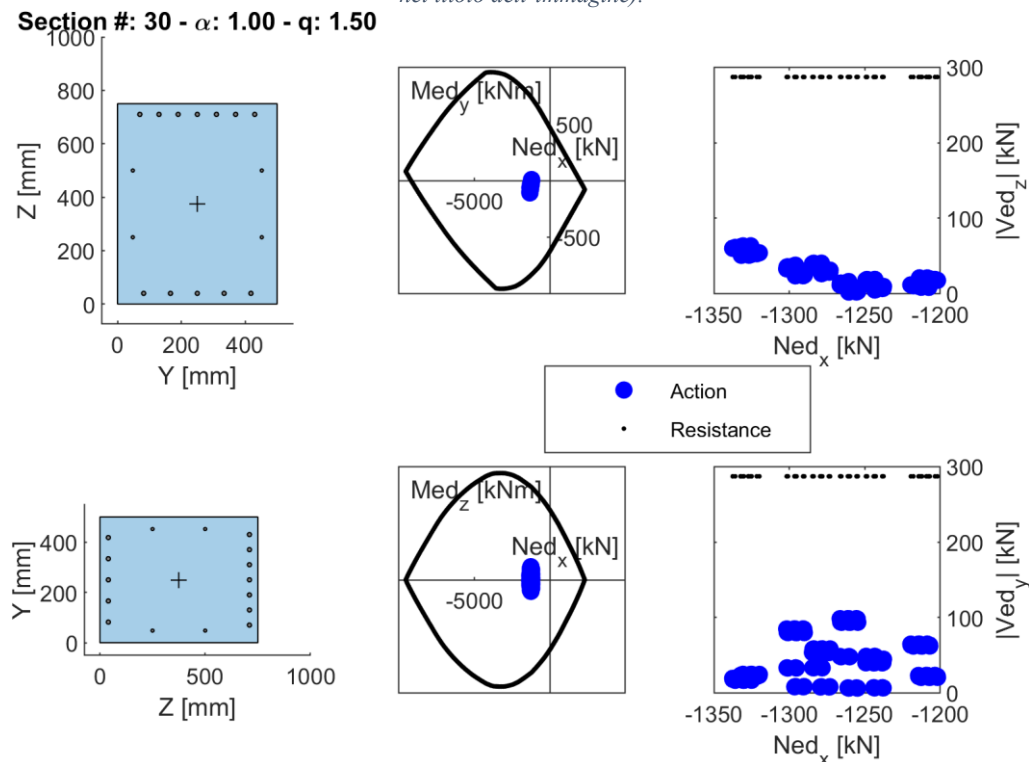


Figura 181: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).



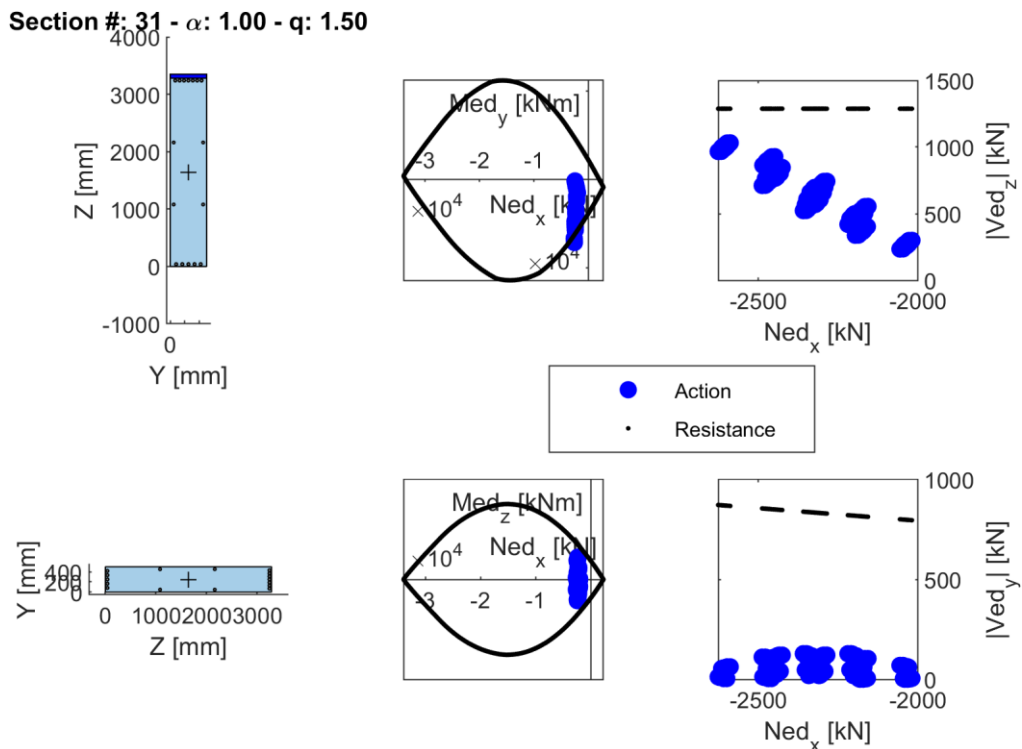


Figura 182: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

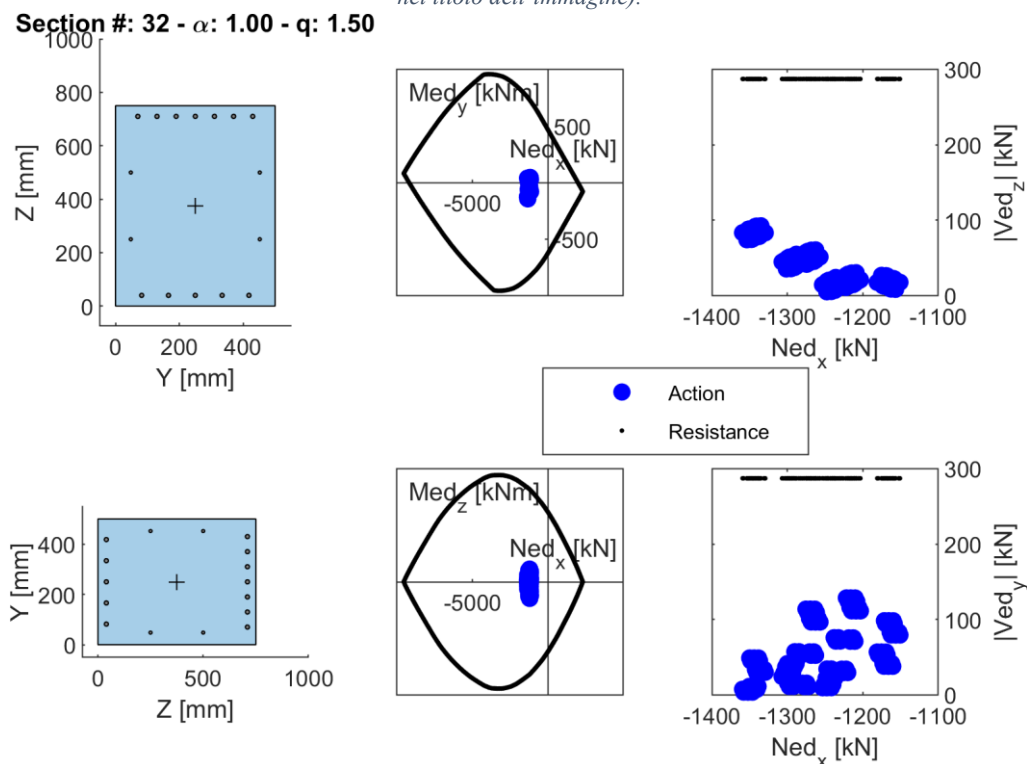


Figura 183: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

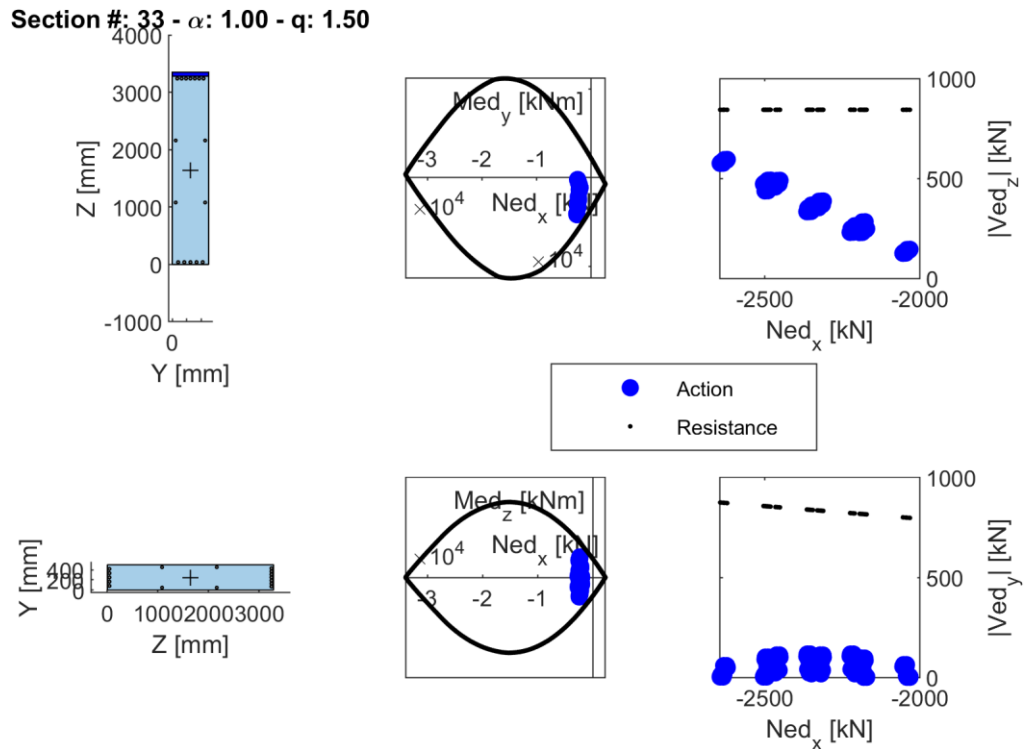


Figura 184: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

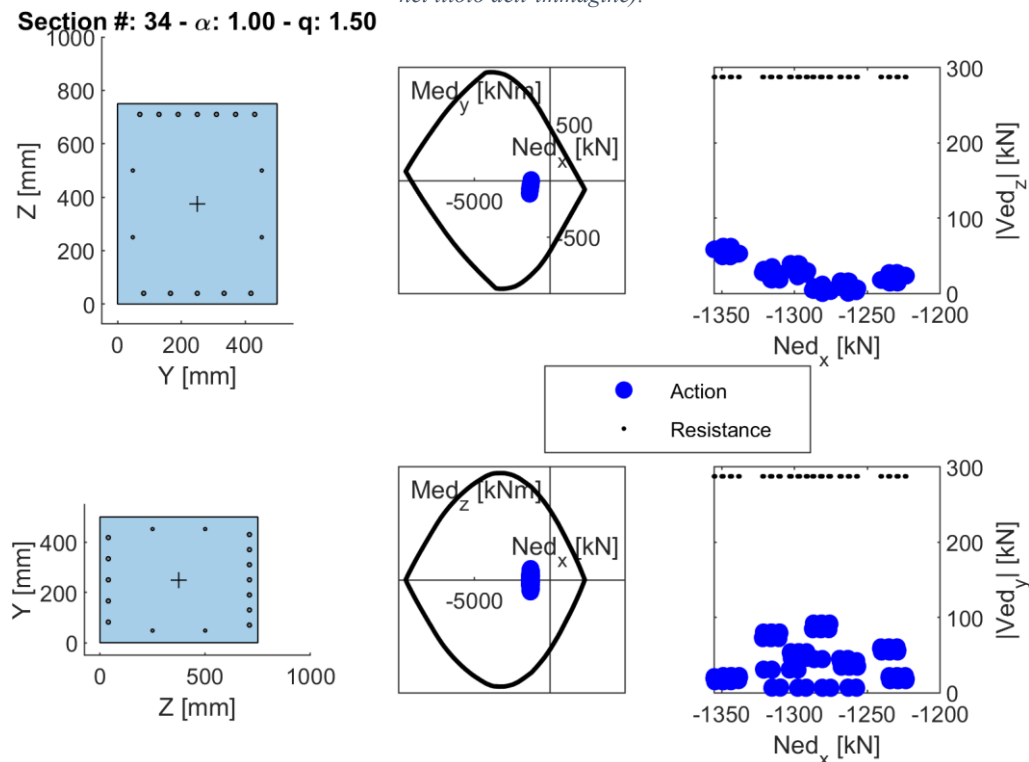


Figura 185: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

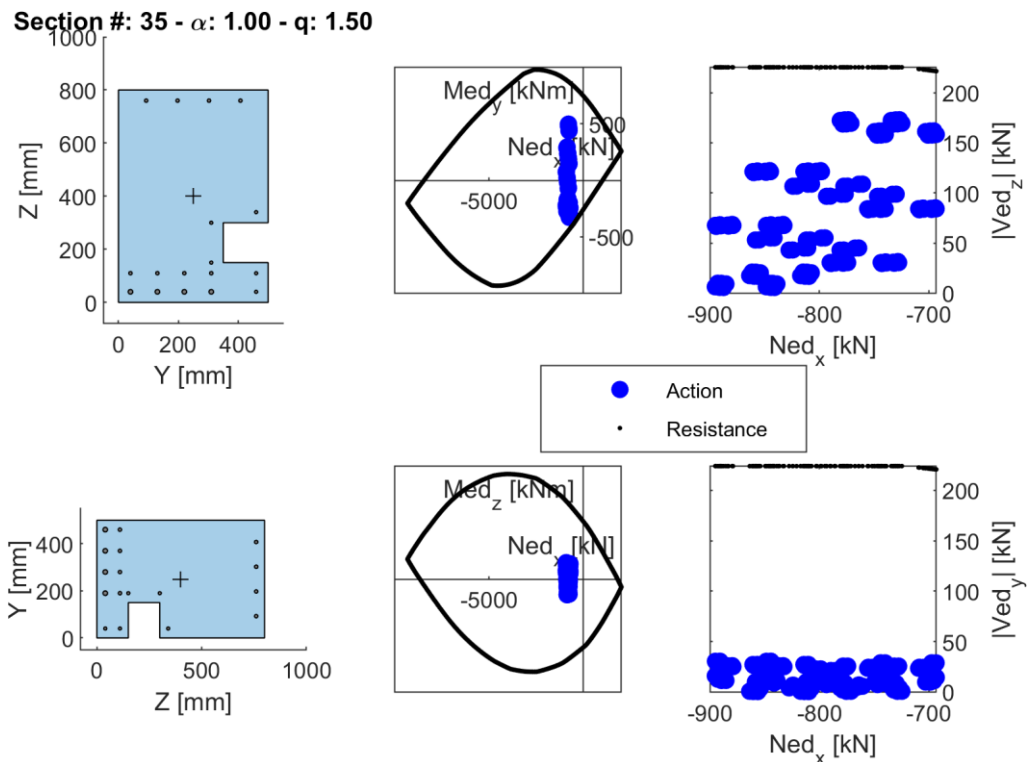


Figura 186: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

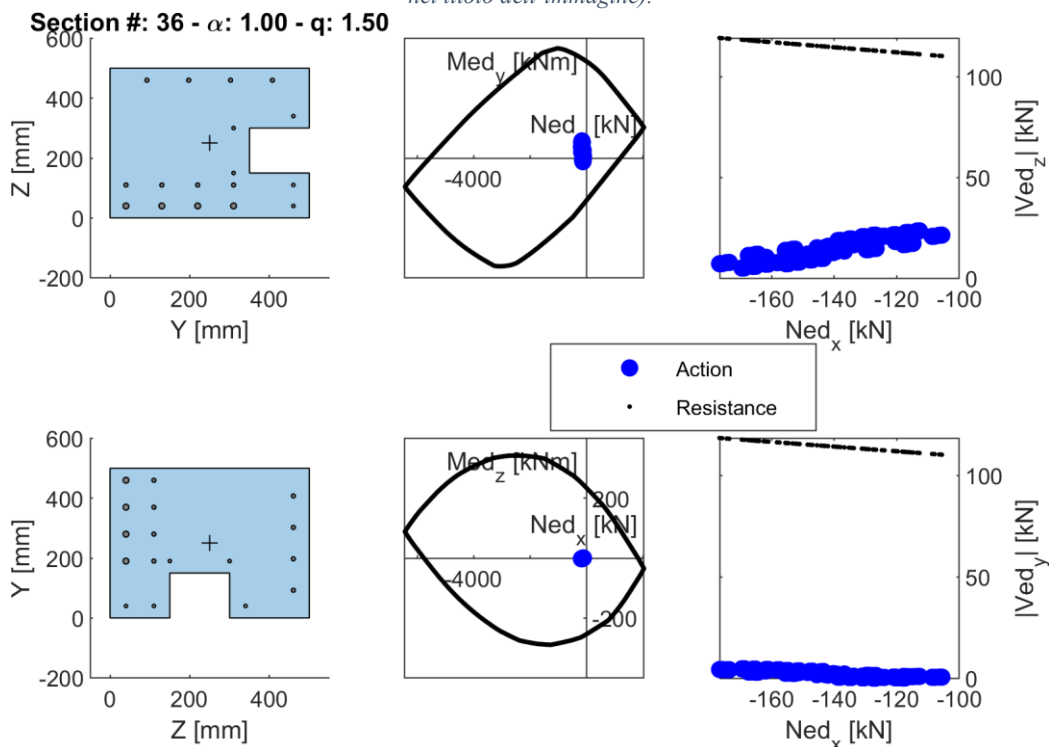


Figura 187: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

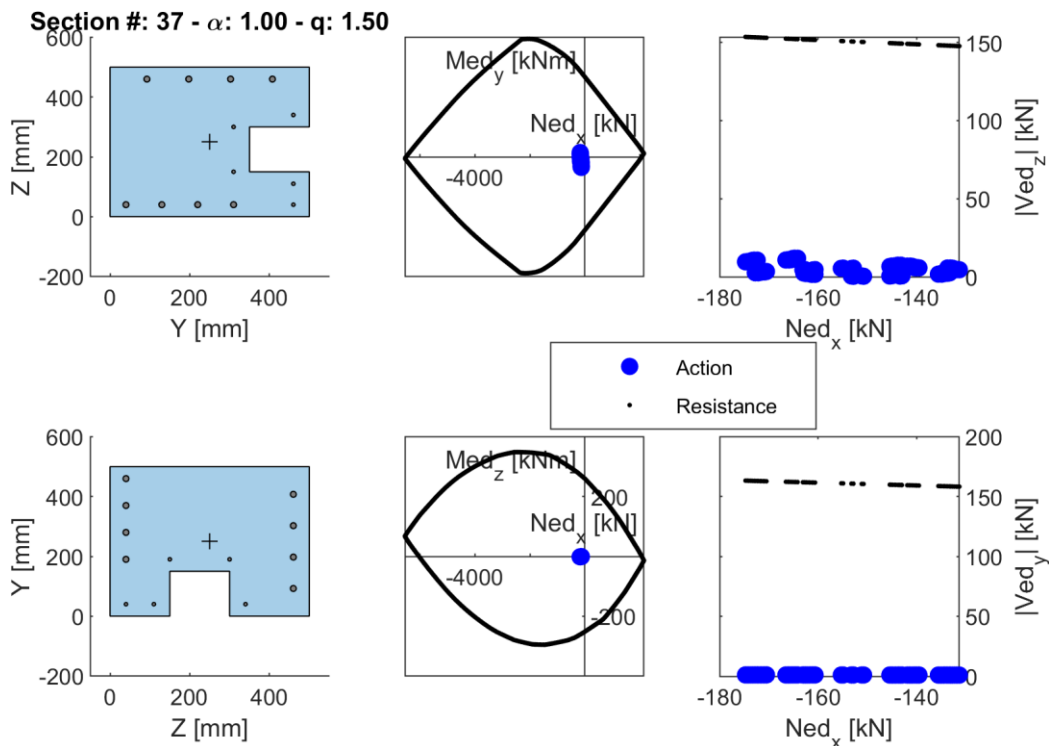


Figura 188: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

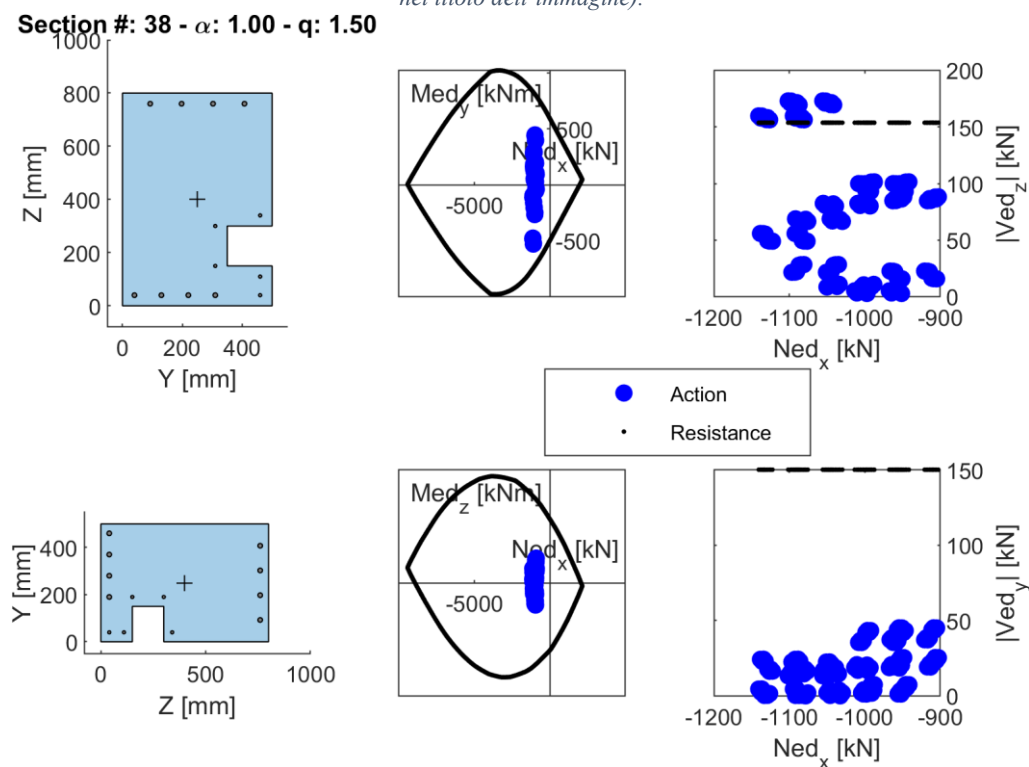


Figura 189: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

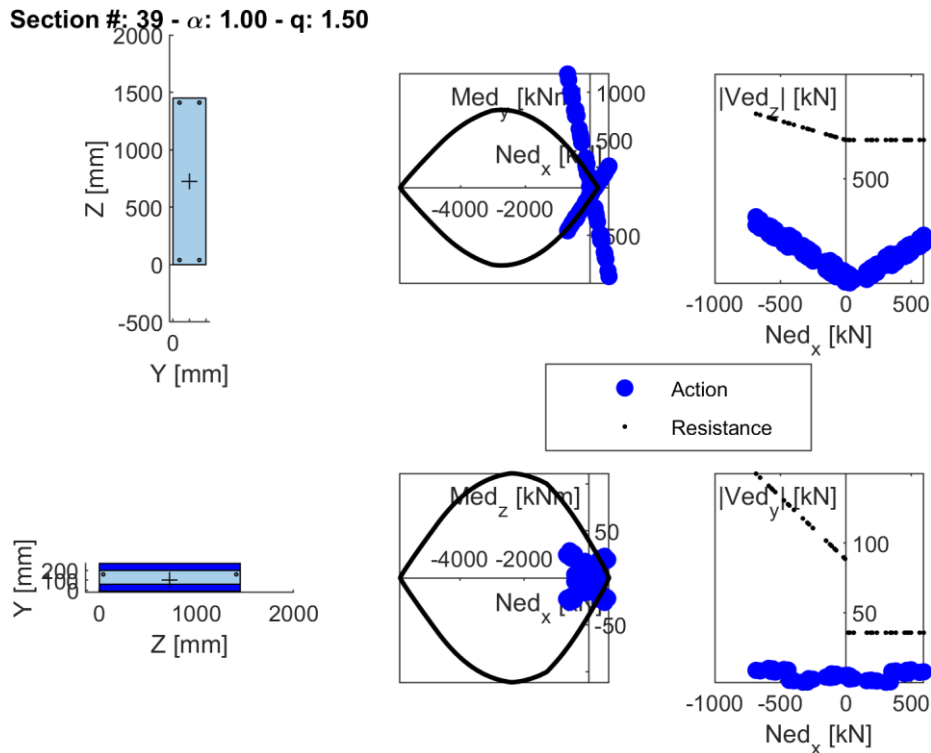


Figura 190: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

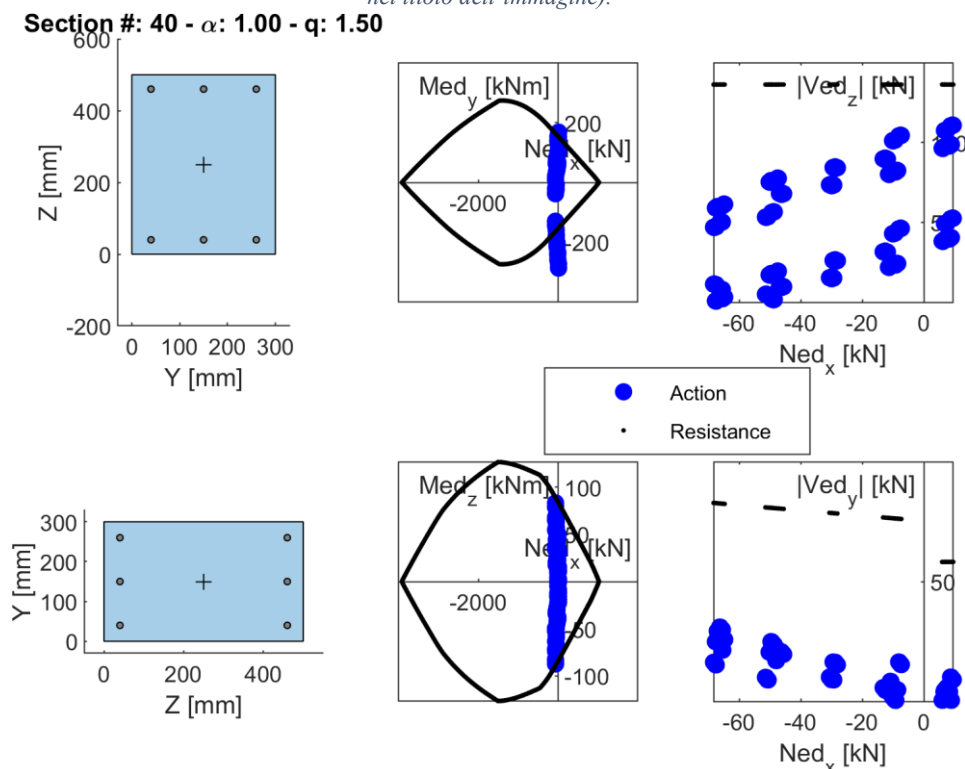


Figura 191: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 41 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50**

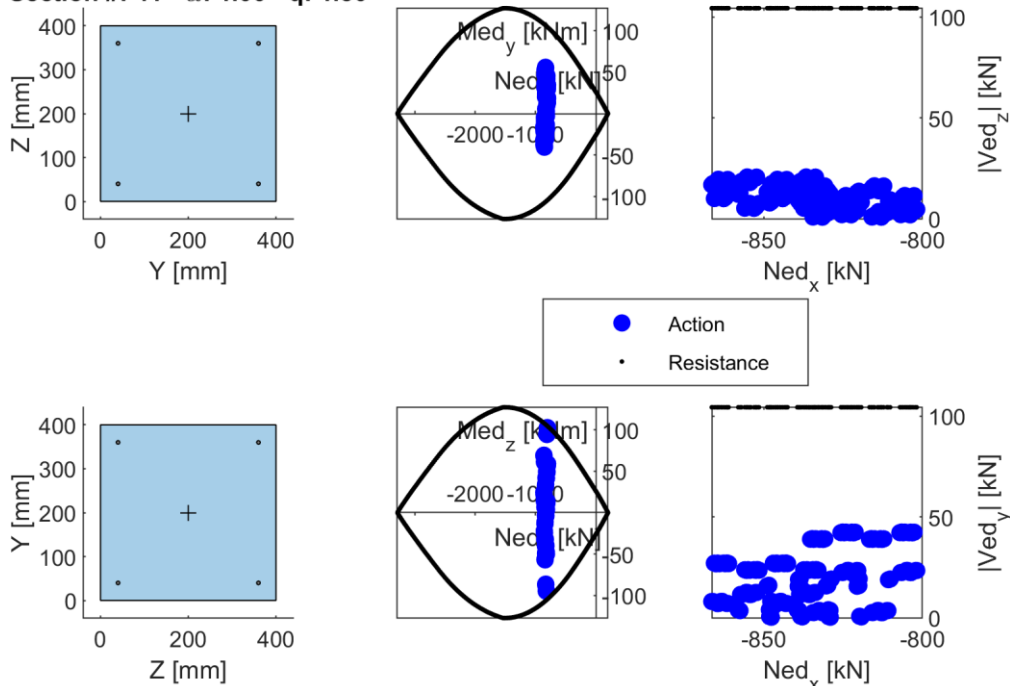


Figura 192: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 42 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50**

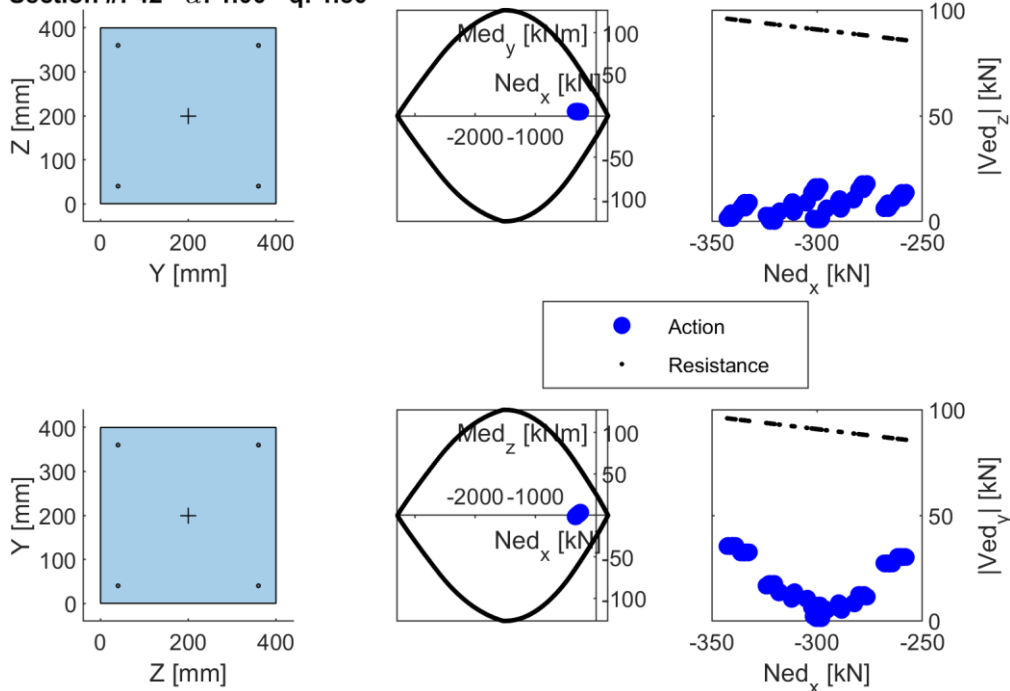


Figura 193: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 43 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50**

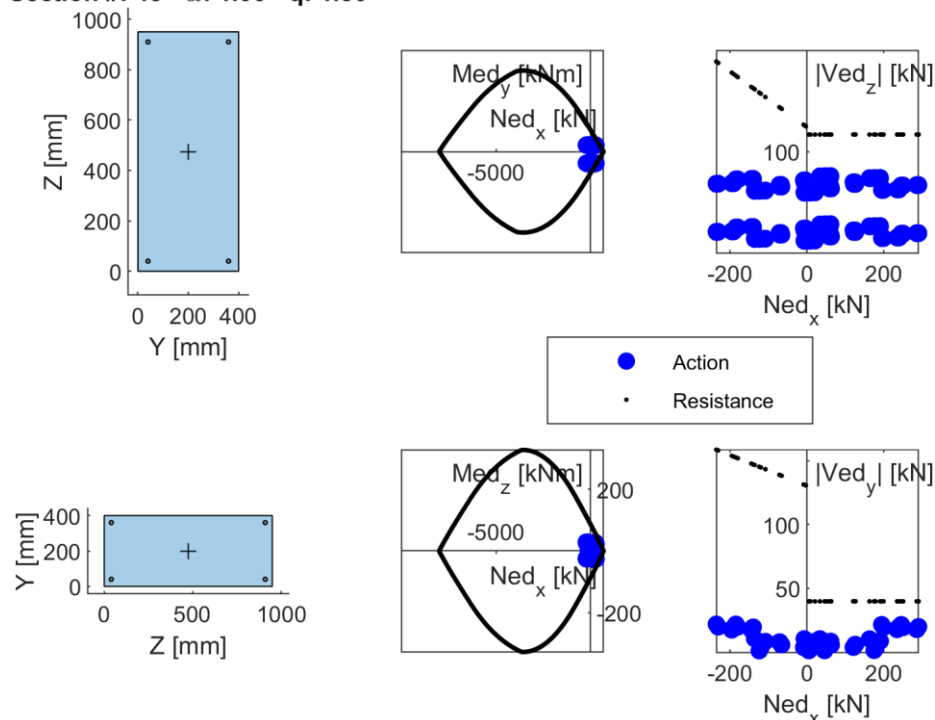


Figura 194: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

**Section #: 44 -  $\alpha$ : 1.00 - q: 1.50**

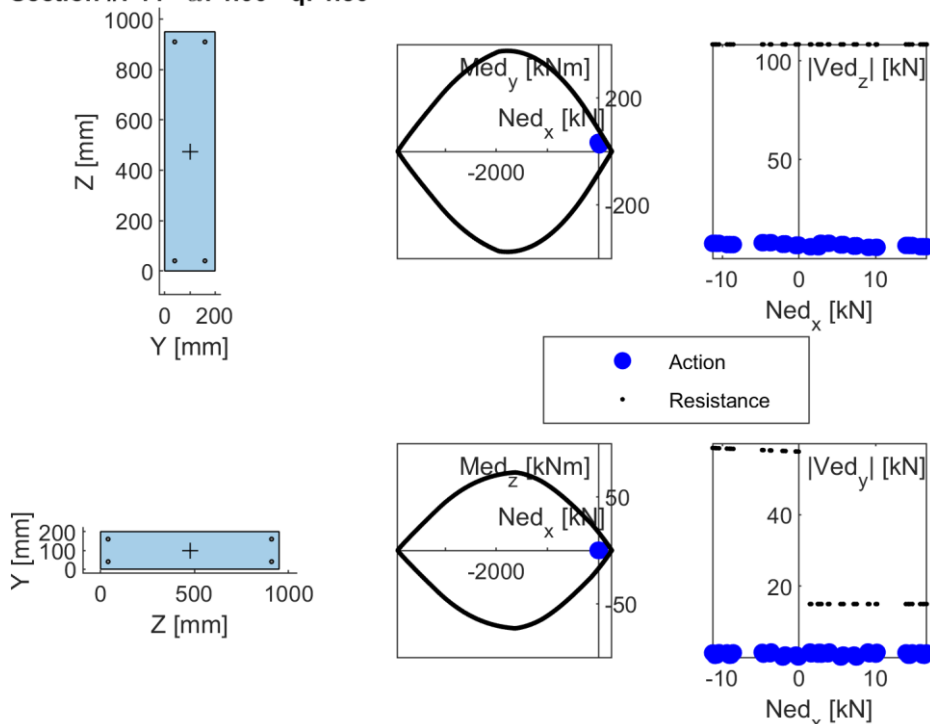


Figura 195: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

## 7.4 Indici PAM

### 7.4.1 Stato di fatto

In questa sezione si riporta la curva costruita per lo stato di fatto seguendo i passi dell'allegato A delle “Linee Guida per la Classificazione del rischio sismico delle costruzioni” di cui al DM 65 del 07-03-2017 All A. Convenzionalmente si assume che lo Stato Limite di Ricostruzione (SLR) si manifesti in corrispondenza di un evento sismico il cui periodo di ritorno è pari a quello dello Stato Limite di Collasso (SLC). Dato un indice di sicurezza sismica allo SLV pari a 0.12, si ottengono i seguenti risultati.

Tabella 72: Tabella della perdita economica diretta, CR, in funzione della frequenza media annua di superamento dell'azione sismica,  $\lambda$ .

STATO LIMITE	CR(%)	$\lambda$	$\lambda$ %
	100%	0.000%	0.000
SLR	100%	12.126%	12.126
SLC	80%	12.126%	12.126
SLV	50%	24.747%	24.747
SLD	15%	52.435%	52.435
SLO	7%	87.567%	87.567
SLID	0%	87.567%	87.567

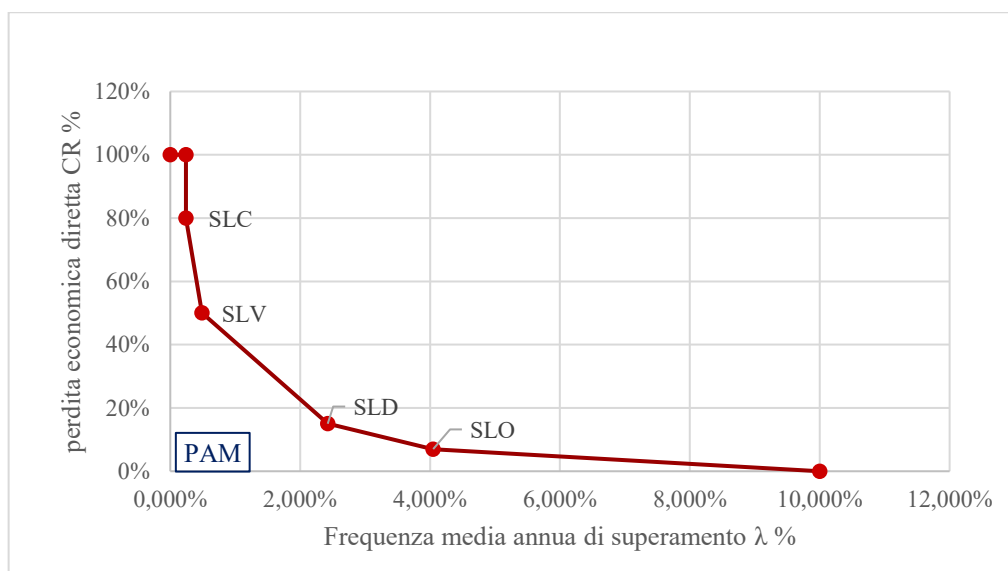


Figura 196: Curva PAM (Perdite Annue Medie).

Si individua il PAM, ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti ( $\lambda$ , CR).

Tabella 73: Calcolo del PAM per ogni stato limite.

	AREA	
SLR	0.121259	
SLC	0	
SLV	0.082035	
SLD	0.089988	
SLO	0.038645	
SLID	0	
	0.453186	PAM %
		<b>45.32</b>

Si individua la Classe PAM.



I valori di riferimento per la definizione delle Classi PAM sono riportati in tabella 1.

Perdita Media Annuata attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	$A^+_{PAM}$
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	$A_{PAM}$
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	$B_{PAM}$
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	$C_{PAM}$
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	$D_{PAM}$
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	$E_{PAM}$
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	$F_{PAM}$
$7,5\% \leq PAM$	$G_{PAM}$

**Tabella 1** – Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle Perdite medie annue attese

*Figura 197: Tabella Classe PAM (Perdite Annuo Medie).*

Si determina l'indice di sicurezza per la vita IS-V, pari a **0.12**.

Si individua la Classe IS-V.

Analogamente, i valori di riferimento dell'indice di sicurezza da cui derivare la Classe IS-V, legata alla salvaguardia della vita umana, sono riportati in tabella 2.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	$A^+_{IS-V}$
$80\% \leq IS-V < 100\%$	$A_{IS-V}$
$60\% \leq IS-V < 80\%$	$B_{IS-V}$
$45\% \leq IS-V < 60\%$	$C_{IS-V}$
$30\% \leq IS-V < 45\%$	$D_{IS-V}$
$15\% \leq IS-V < 30\%$	$E_{IS-V}$
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$

**Tabella 2** – Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza

*Figura 198: Tabella Classe IS-V.*

Si individua la classe di rischio della costruzione come la peggiore tra la **Classe PAM=G** e la **Classe IS-V=F**.

**Classe di rischio dell'edificio = G**

#### 7.4.2 Stato di progetto

In questa sezione si riporta la curva costruita per lo stato di progetto seguendo i passi dell'allegato A delle "Linee Guida per la Classificazione del rischio sismico delle costruzioni" di cui al DM 65 del 07-03-2017 All A. Convenzionalmente si assume che lo Stato Limite di Ricostruzione (SLR) si manifesti in corrispondenza di un evento sismico il cui periodo di ritorno è pari a quello dello Stato Limite di Collasso (SLC). Dato un indice di sicurezza sismica allo SLV pari a 0.60, si ottengono i seguenti risultati.

*Tabella 74: Tabella della perdita economica diretta, CR, in funzione della frequenza media annua di superamento dell'azione sismica,  $\lambda$ .*

STATO LIMITE	CR(%)	$\lambda$	$\lambda \%$
	100%	0.000%	0.000
SLR	100%	0.239%	0.239
SLC	80%	0.239%	0.239
SLV	50%	0.488%	0.488
SLD	15%	2.424%	2.424
SLO	7%	4.048%	4.048
SLID	0%	10.000%	10.000

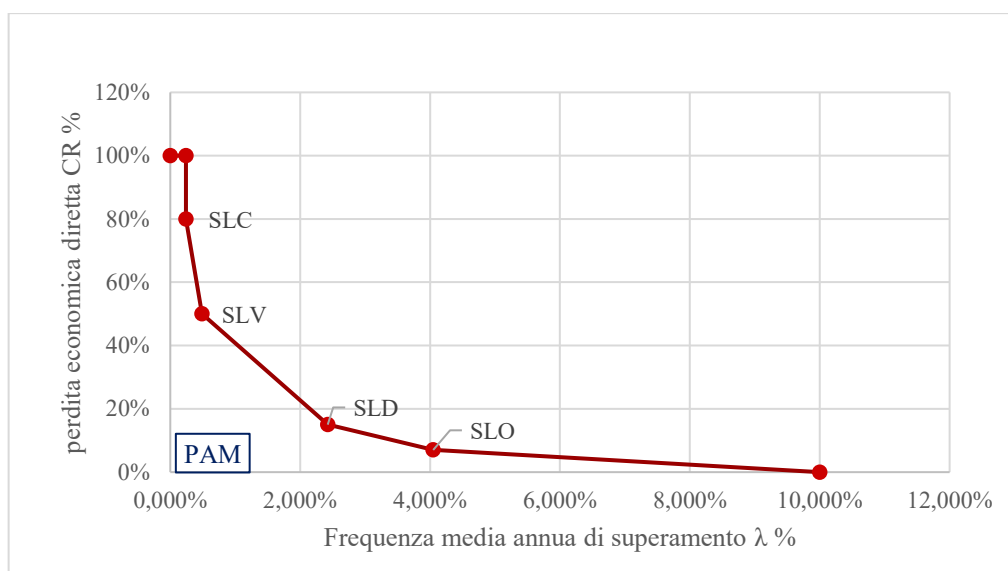


Figura 199: Curva PAM (Perdite Annue Medie).

Si individua il PAM, ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti ( $\lambda$ , CR).

Tabella 75: Calcolo del PAM per ogni stato limite.

	AREA	
SLR	0.002393	
SLC	0	
SLV	0.001619	
SLD	0.006291	
SLO	0.001786	
SLID	0.002083	PAM %
	0.016565	<b>1.66</b>

Si individua la Classe PAM.

I valori di riferimento per la definizione delle Classi PAM sono riportati in tabella 1.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	$A^+_{PAM}$
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	$A_{PAM}$
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	$B_{PAM}$
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	$C_{PAM}$
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	$D_{PAM}$
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	$E_{PAM}$
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	$F_{PAM}$
$7,5\% \leq PAM$	$G_{PAM}$

Tabella 1 – Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle Perdite medie annue attese

Figura 200: Tabella Classe PAM (Perdite Annue Medie).

Si determina l'indice di sicurezza per la vita IS-V, pari a **0.60**.

Si individua la Classe IS-V.

Analogamente, i valori di riferimento dell'indice di sicurezza da cui derivare la Classe IS-V, legata alla salvaguardia della vita umana, sono riportati in tabella 2.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
100% < IS-V	A <sup>+</sup> <sub>IS-V</sub>
80% < IS-V < 100%	A <sub>IS-V</sub>
60% ≤ IS-V < 80%	B <sub>IS-V</sub>
45% ≤ IS-V < 60%	C <sub>IS-V</sub>
30% ≤ IS-V < 45%	D <sub>IS-V</sub>
15% ≤ IS-V < 30%	E <sub>IS-V</sub>
IS-V ≤ 15%	F <sub>IS-V</sub>

Tabella 2 – Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza

Figura 201: Tabella Classe IS-V.

Si individua la classe di rischio della costruzione come la peggiore tra la Classe PAM=C e la Classe IS-V=B.

**Classe di rischio dell'edificio = C**

(Con un incremento di 4 classi, da G a C, rispetto allo stato di fatto)

**7.5 Verifica e progetto degli elementi tipo con carpenteria metallica e acciai ad alta resistenza**

In questa sezione si riportano le verifiche e il progetto a pressoflessione di alcuni degli interventi mediante utilizzo di acciaio ad alta resistenza. Gli elementi oggetto del progetto sono:

- Pilastri inclinati (sezione 27).
- Volta in SAP (sezione 13).

Gli interventi sono necessari in quanto il solo miglioramento mediante utilizzo di compositi fibro-rinforzati non risulta sufficiente per garantire un'adeguata sicurezza a presso-flessione per alcune sezioni analizzate, che tuttavia, presentano incertezze di modellazione legate alla limitata conoscenza raggiunta in alcuni punti della struttura.

È dunque doveroso precisare che le sezioni in prossimità del timpano posteriore (sez. 12, 39 e 40) non soddisfano le verifiche di sicurezza a presso-flessione con un intervento in solo composito fibro-rinforzato (in aggiunta alla sezione 13, specialmente nei confronti del taglio). Tuttavia, la verifica è anche condizionata dalla modellazione della zona critica di incontro fra abside e timpano, semplificata nell'attuale modellazione e che non consente lo studio specifico del nodo, mostrando forti intensificazioni degli stress, per lo più di trazione, che vanificano l'effetto degli interventi. E dunque doveroso un maggior approfondimento mediante test in situ del reale livello di stress e non si escludono dunque possibili e ulteriori interventi in carpenteria metallica (es. placcaggi) o con materiali ad alta resistenza, da meglio valutarsi a seguito di un aumento della conoscenza locale della zona di incontro fra timpano posteriore e abside (semi-cupola).

In Tabella 76 sono riportati per le sezioni 13 e 27 i rapporti fra resistenza e sollecitazione secondo combinazione fondamentale allo SLU, per ogni CdS (Vy taglio in Y asse di minor inerzia della sezione, Vz taglio in Z asse di maggior inerzia della sezione, My momento flettente attorno a Y, Mz momento flettente attorno a Z).

Tabella 76: Risultati delle verifiche in termini di rapporto fra resistenza e sollecitazione per le varie CdS.

RAPPORTI RESISTENZA / SOLLECITAZIONE					
SEC #	DESCRIZIONE	Vy	Vz	My	Mz
13	Solaio SAP_zona chiave arco_sezione d'incastro verso il timpano posteriore (sez a, codice SSTP) & verso la semicupola (sez b, codice SSSC)	0.049	13.75	4.31	0.84
27	Base pilastro piano 1	83.78	1.00	0.96	20.05

In Tabella 77, invece, sono riportati per ogni sezione i rapporti fra PGA resistente (che porta al collasso la sezione) e PGA di progetto (fattore di comportamento q=1) secondo la combinazione sismica allo SLV, per ogni CdS (Vy taglio in Y asse di minor inerzia della sezione, Vz taglio in Z asse di maggior inerzia della

sezione, My momento flettente attorno a Y, Mz momento flettente attorno a Z). In caso di valore unitario si identifica una PGA resistente maggiore o uguale alla PGA di progetto.

Tabella 77: Risultati delle verifiche in termini di rapporto fra PGA resistente e PGA di progetto per le varie Cds.

INDICE DI SICUREZZA SISMICA					
SEC #	DESCRIZIONE	Vy	Vz	My	Mz
13	Solaio SAP_zona chiave arco_sezione d'incastro verso il timpano posteriore (sez a, codice SSTP) & verso la semicupola (sez b, codice SSSC)	0	1	1	0.70
27	Base pilastro piano 1	1	1	0.76	1

Section #: 13 -  $\alpha$ : 1.00 -  $q$ : 1.50

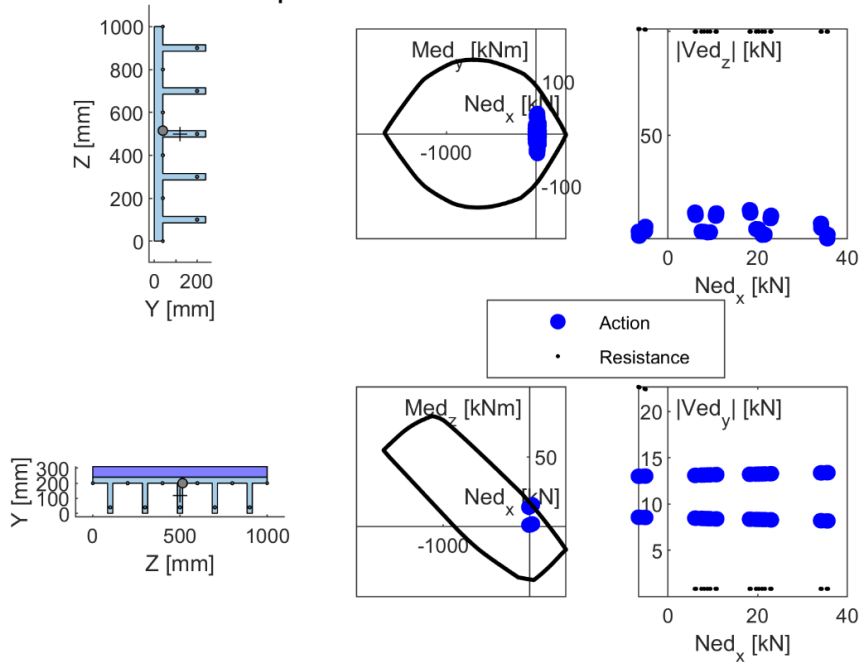


Figura 202: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Section #: 27 -  $\alpha$ : 1.00 -  $q$ : 1.50

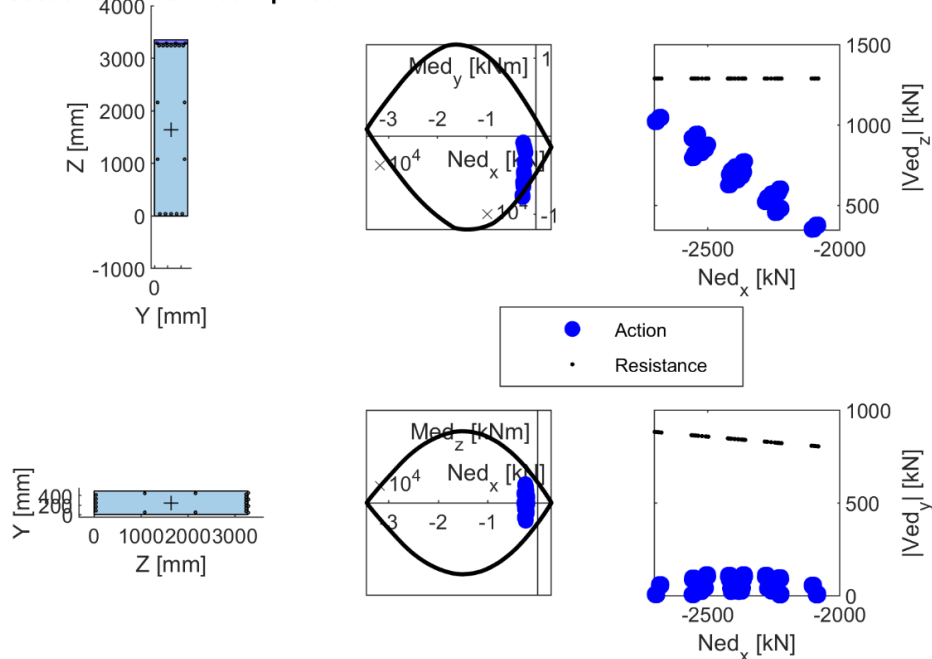


Figura 203: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

## 8 Verifica degli elementi secondari

Si verificano gli elementi in muratura e i solai esistenti nelle configurazioni di Stato di Fatto (SdF) e Stato di Progetto (SdP).

### 8.1 Verifica e progetto di elementi in muratura

In questa sezione vengono riportate le verifiche locali per gli elementi in muratura. Si distinguono 2 tipologie di elementi:

- Pareti di tamponamento in muratura di mattoni forati.
- Colonne cave in muratura di mattoni pieni.

#### 8.1.1 Verifica locale delle pareti di tamponamento del timpano anteriore

Per gli elementi di tamponamento del timpano, vista l'estrema fragilità di tali elementi, si è calcolato l'indice di sicurezza sismica come rapporto di accelerazione di picco al suolo tra l'accelerazione che porta al collasso l'elemento e accelerazione prevista al sito secondo NTC18. Valori inferiori all'unità indicano quindi che l'elemento non rispetterebbe le verifiche vigenti in termini di sicurezza nei confronti dell'azione sismica.

Per analizzare la sicurezza degli elementi non strutturali si sono verificati i tamponamenti della parete di fondo dell'edificio (timpano). La verifica è stata condotta per il pannello centrale del timpano (vedi Figura 204), secondo quanto riportato nel capitolo 7.2.3 delle NTC18. Il pannello è alto  $h=6$  m e largo  $l=4.4$  m, con uno spessore  $s=0.15$  m circa. Il volume totale è di  $3.96$  m<sup>3</sup>. Considerando un valore medio per la densità del tamponamento, come riportato alla tabella C8.5.I della circolare delle NTC18 per Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia, pari a  $1500$  kg/m<sup>3</sup>, la massa totale del pannello risulta essere  $5940$  kg per un peso di  $W_a=59400$  N.

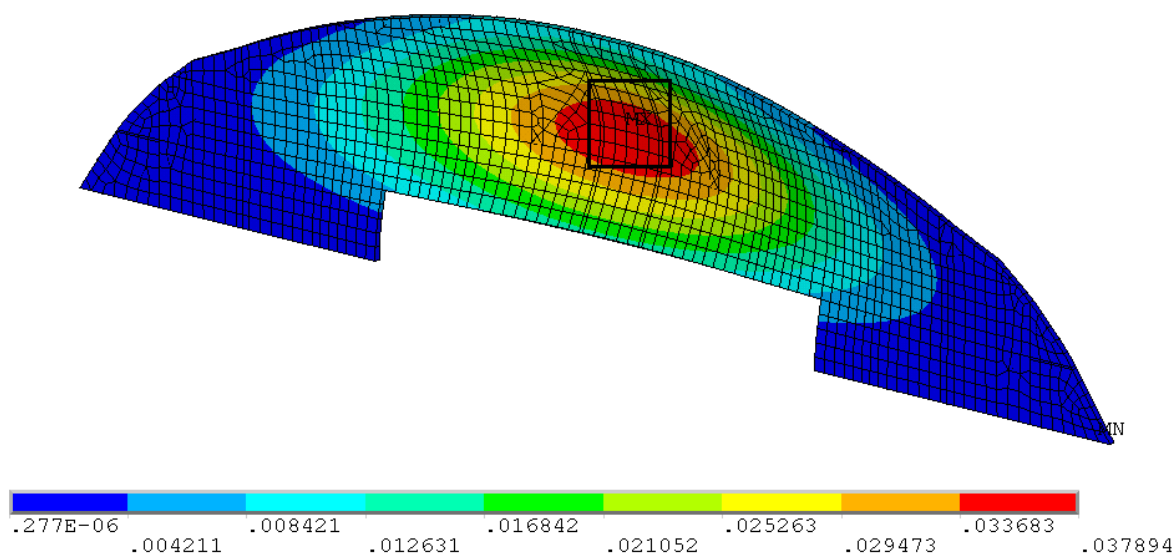


Figura 204: Campo di spostamento [m] lungo Y del timpano, dovuto a uno spettro orizzontale diretto in +Y e pannello selezionato per le verifiche.

Il valore del fattore di struttura del pannello,  $q_a$  è posto pari a 2. Il rapporto tra la quota del baricentro del pannello  $Z$  e l'altezza della costruzione dal piano di fondazione,  $H$ , vale approssimativamente  $12/19$ . Secondo l'equazione 7.2.1 e il capitolo 7.8.1.5.2 delle NTC18 la forza statica equivalente da applicare al centro di massa del pannello non strutturale vale:

$$F(f_a) = \frac{S_a W_a}{q_a}$$

$$S_a(f_a) = f_a \cdot \frac{a_{r,SLV}}{9.81} \left( \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{2} - 0.5 \right) \geq f_a \frac{a_{r,SLV}}{9.81}$$

Con  $f_a$  generico valore del moltiplicatore di carico per gli effetti sismici. Il valore dell'indice di sicurezza sismico  $I_S$  corrisponde al valore del moltiplicatore di carico  $f_a$  per cui le verifiche sismiche vengono soddisfatte. Supponendo il pannello murario in appoggio semplice sulle travi soprastanti e sottostanti, il momento agente sul pannello vale  $M_{ed}(f_a) = \frac{F(f_a)h}{4}$ . Nelle murature, il valore del momento resistente è strettamente collegato al valore dello sforzo normale agente. Il momento resistente che si oppone alla pressoflessione fuori piano dell'elemento, soggetto alla generica sollecitazione di sforzo normale  $N$ , può essere calcolato mediante le relazioni contenute al capitolo 7.8.2.2.3 delle NTC18:

$$M_{rd,ji}(f_a) = \frac{s^2 l \frac{-N(f_a)}{l_s}}{2} \cdot \left( 1 - \frac{-N(f_a)}{0.85 f_d} \right) \quad (13)$$

dove  $f_d = f_k / (\gamma_m FC)$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura,  $f_d = 1.85$  MPa,  $\gamma_m = 2$  è il coefficiente di sicurezza per la muratura ed FC il fattore di confidenza pari a 1.35. Nel caso in cui  $N$  sia di trazione (positivo secondo le convenzioni utilizzate), allora  $M_{rd,ji} = 0$ . I risultati delle analisi sulle tamponature sono riportati in Figura 205.

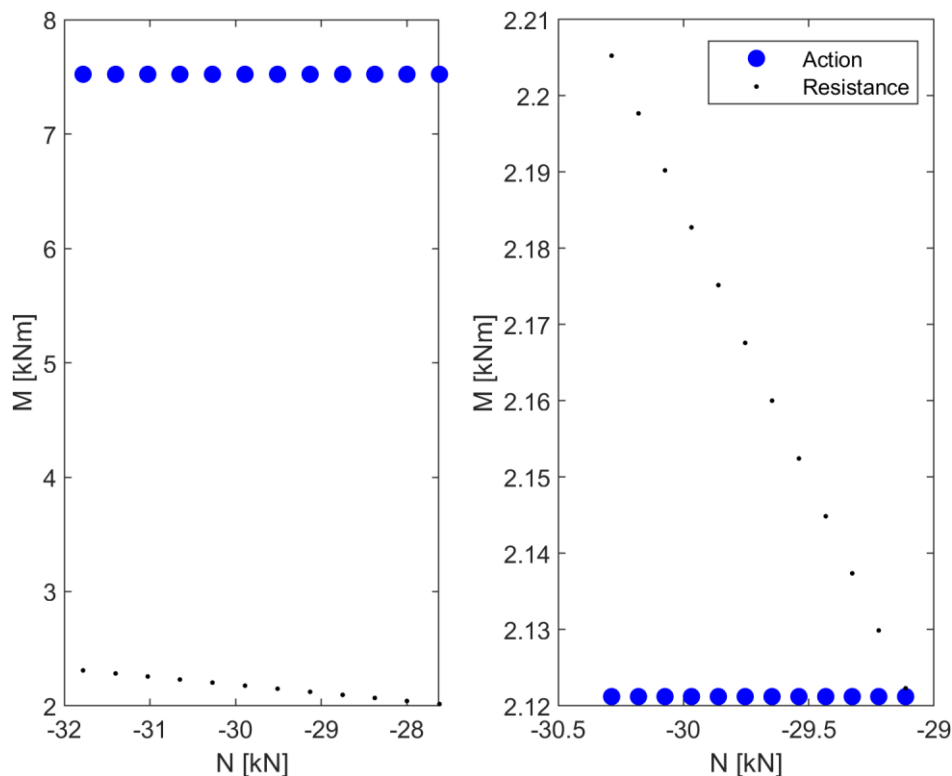


Figura 205: Verifica a ribaltamento fuori dal piano della parete di tamponamento più sollecitata, mediante NTC18. A sinistra è riportata la verifica di sicurezza dove è possibile notare che per le varie combinazioni di carico (ogni combinazione genera un valore di sforzo normale sulla parete), l'azione supera il valore di resistenza. A destra con  $I_S=0.282$  si ritrova il soddisfacimento delle verifiche per ogni combinazione di carico.

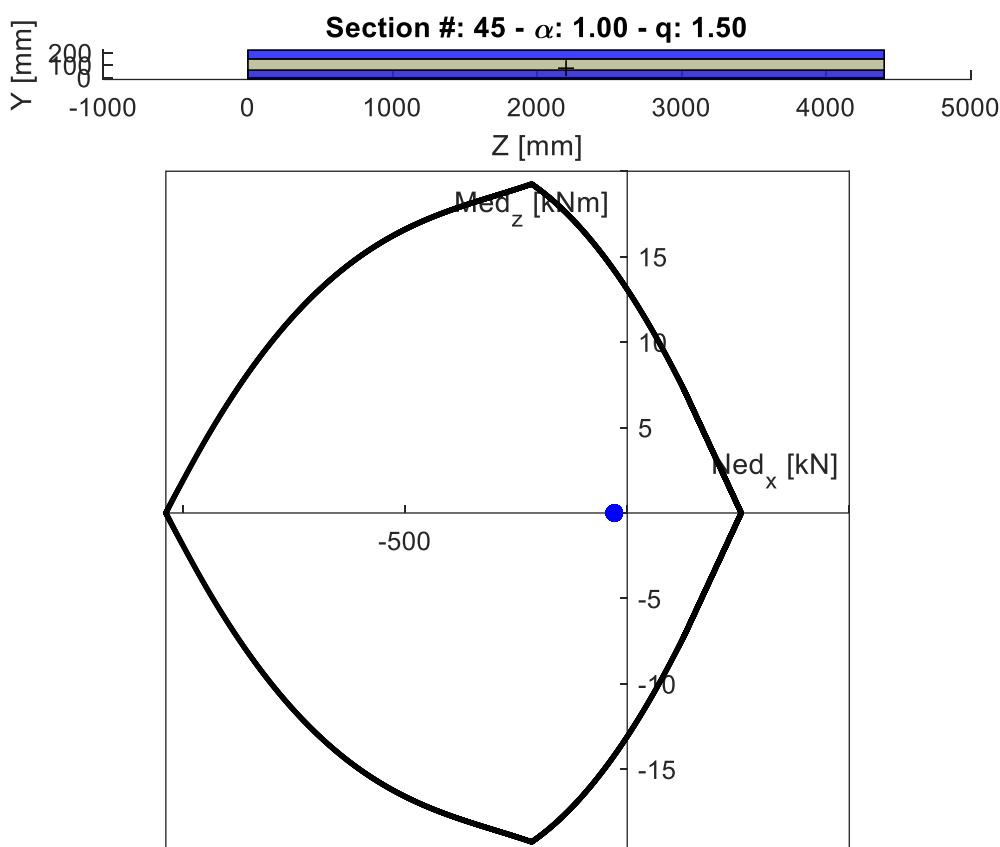
Dalla verifica si evince come le tamponature abbiano un esiguo livello di sicurezza (moltiplicatore massimo dell'accelerazione prevista al suolo pari a circa il 28.2% di quello richiesto dalla verifica, corrispondente a un indice di sicurezza sismica  $I_S$  pari a 0.282). Dunque, un'attenzione particolare deve essere dedicata a questo elemento costruttivo, essendo esso piuttosto vulnerabile e associato a un meccanismo pericoloso.

Da tutto ciò emerge dunque la potenziale vulnerabilità del timpano e dunque la necessaria presa in conto di interventi atti a proteggere l'elemento.

### 8.1.1.1 Intervento di protezione

Per la stima della sicurezza dei pilastri in muratura è stato utilizzato un modello costitutivo elastico perfettamente plastico con tensione ultima di rottura pari allo 0.35% come indicato nelle linee guida CNR, e un modulo elastico pari a 4550 MPa.

Si prescrive un ripristino antiribaltamento della muratura in materiale composito fibro-rinforzato tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente (numero strati: 1, larghezza fasce: tutta la superficie della muratura, posizione: su tutte le facce accessibili della muratura). Si suppone, ai fini della sicurezza, che lo sforzo normale si riduca proporzionalmente all'accelerazione di picco al suolo in direzione verticale allo SLV, pari a 0.02035g. Lo sforzo normale di progetto si ottiene sottraendo la quota ridotta dal sisma da metà del peso del pannello ( $59.4/2 \cdot 0.02035 \cdot 59.4/2 = 29$ ). Le sollecitazioni statiche equivalenti di progetto risultano essere:  $N = -29.09$  kN,  $M = 7.53$  kNm. In *Figura 206* si riporta il diagramma di interazione confrontato con l'involuppo delle sollecitazioni agenti.



*Figura 206: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).*

L'intervento di rinforzo è atto a ritenere e contenere ogni tipo di collasso dell'elemento murario stesso. Con tale intervento l'indice di sicurezza sismica sale ad un valore di 1.

Per eventuali approfondimenti su disegni e schemi tecnici degli interventi di questo elemento, nonché procedimenti e fasi di esecuzione si rimanda alle tavole progettuali e alla documentazione di riferimento.

### 8.1.2 **Verifica locale delle colonne cave in muratura del timpano posteriore**

Per la stima della sicurezza dei pilastri in muratura è stato utilizzato un modello costitutivo elastico perfettamente plastico con tensione ultima di rottura pari allo 0.35% come indicato nelle linee guida CNR, e un modulo elastico pari a 1200 MPa.

La colonna è alta  $h=8$  m con sezione quadrata cava di 0.5 m di lato esterno e spessore di 0.12 m. Il volume totale è di 1.4592 m<sup>3</sup>. Considerando un valore medio per la densità del tamponamento, come riportato alla

tabella C8.5.I della circolare delle NTC18 per Muratura in mattoni pieni con malta cementizia, pari a 1800 kg/m<sup>3</sup>, la massa totale del pannello risulta essere 2627 kg per un peso di  $W_a=25767$  N. Il valore del fattore di struttura della colonna,  $q_a$  è posto pari a 2. Il rapporto tra la quota del baricentro della colonna  $Z$  e l'altezza della costruzione dal piano di fondazione,  $H$ , vale approssimativamente 10/19. Secondo l'equazione 7.2.1 e il capitolo 7.8.1.5.2 delle NTC18 la forza statica equivalente da applicare al centro di massa del pannello non strutturale vale:

$$F(f_a) = \frac{S_a W_a}{q_a} = \frac{f_a \cdot 0.1659 \cdot 25.767}{2} = f_a \cdot 2.14 \text{ [kN]}$$

$$S_a(f_a) = f_a \cdot \frac{a_{r,SLV}}{9.81} \left( \frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{2} - 0.5 \right) = f_a \cdot 0.1659 \geq f_a \cdot 0.0927 = f_a \frac{a_{r,SLV}}{9.81}$$

Con  $f_a$  generico valore del moltiplicatore di carico per gli effetti sismici. Il valore dell'indice di sicurezza sismico  $I_s$  corrisponde al valore del moltiplicatore di carico  $f_a$  per cui le verifiche sismiche vengono soddisfatte. Supponendo la colonna in muratura in appoggio semplice, il momento agente sul pannello vale  $M_{ed}(f_a) = \frac{F(f_a)h}{4} = f_a \cdot 4.28 \text{ [kNm]}$ . Si suppone, ai fini della sicurezza, che lo sforzo normale si riduca proporzionalmente all'accelerazione di picco al suolo in direzione verticale allo SLV, pari a 0.02035g. Lo sforzo normale di progetto si ottiene sottraendo la quota ridotta dal sisma da metà del peso del pannello ( $25.767/2 - 0.02035 \cdot 25.767/2 = 12.62$ ). Le sollecitazioni statiche equivalenti di progetto risultano essere: **N=12.62 kN, M=4.28 kNm**. I risultati delle analisi sulle colonne in muratura sono riportati in Figura 207.



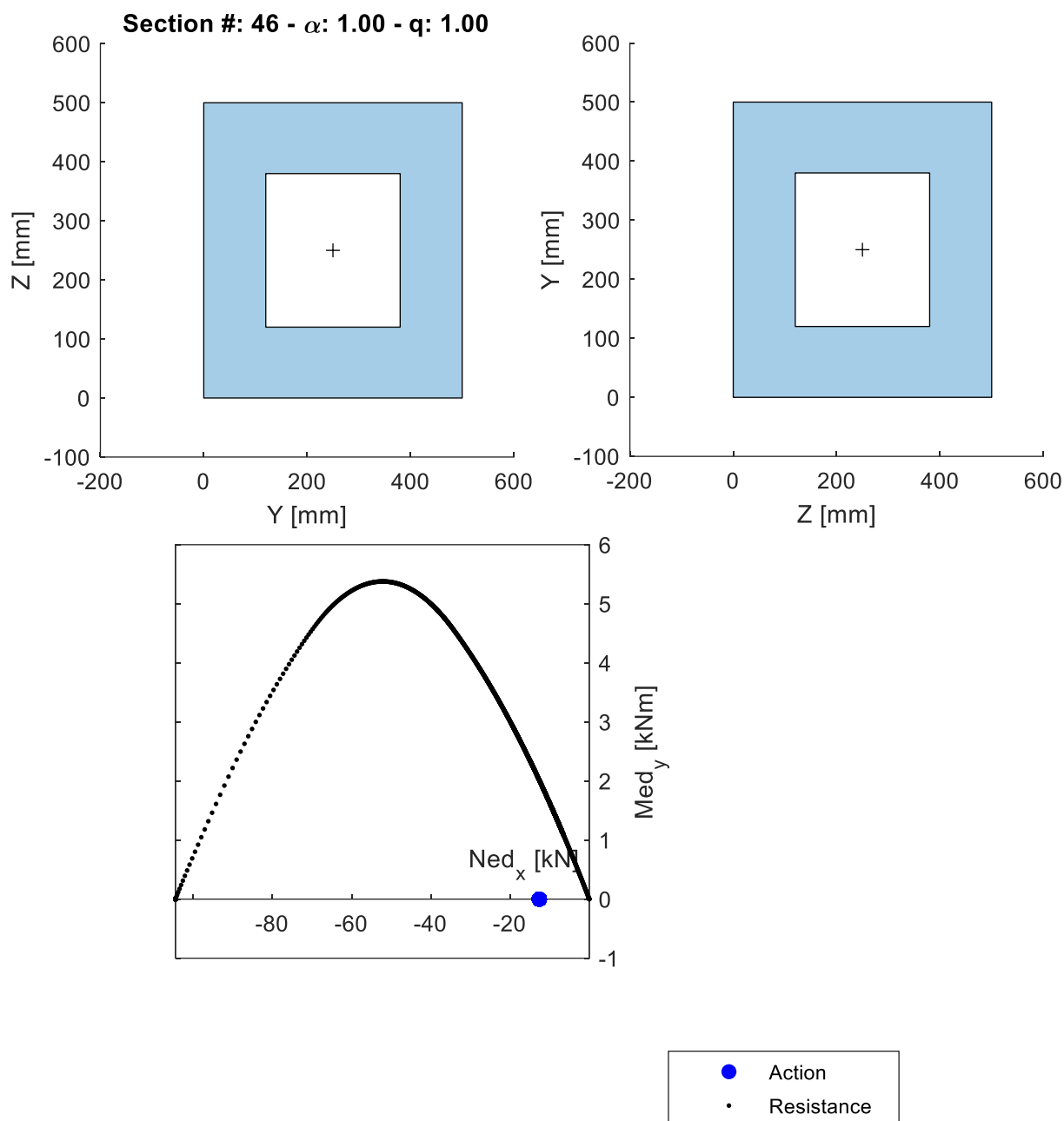


Figura 207: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Dalla verifica si evince come le colonne abbiano un buon livello di sicurezza (moltiplicatore massimo dell'accelerazione prevista al suolo superiore al 100% di quello richiesto dalla verifica, corrispondente a un indice di sicurezza sismica  $I_s$  pari o superiore 1). Tuttavia, vista l'incertezza legata alla tipologia del materiale e al metodo di stima semplificato per la determinazione dell'azione orizzontale, si prescrive a fine cautelativo un ripristino antiribaltamento della muratura in materiale composito fibro-rinforzato tipo Geosteel Grid 400 Kerakoll o equivalente (numero strati: 1, larghezza fasce: tutta la superficie della muratura, posizione: su tutte le facce accessibili della muratura). In Figura 208 si riporta il diagramma di interazione confrontato con le sollecitazioni statiche equivalenti agenti.

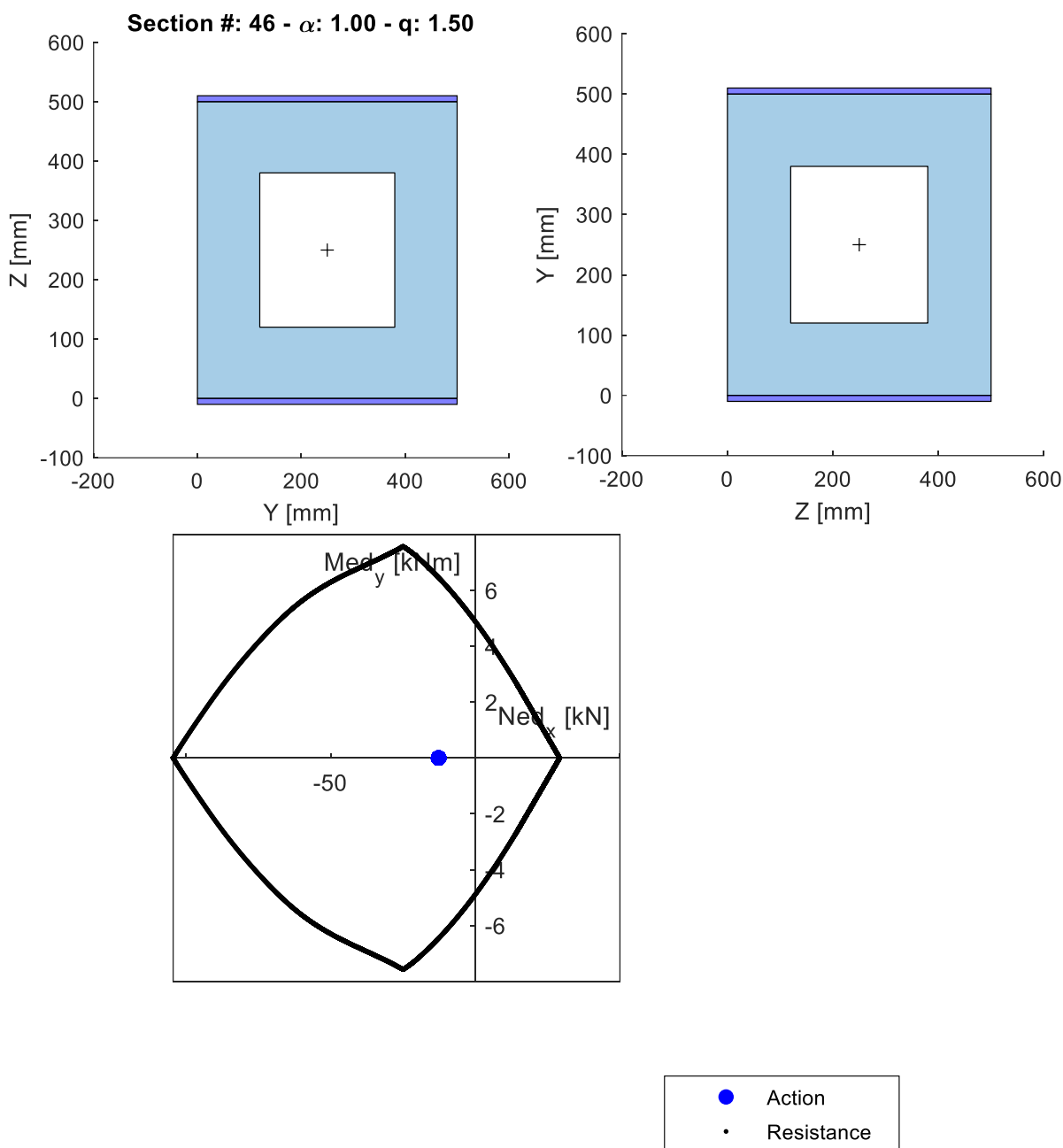


Figura 208: Diagrammi di interazione della sezione analizzata (il numero della sezione, così come il valore del moltiplicatore della PGA orizzontale di riferimento,  $\alpha$ , e il valore del fattore di comportamento,  $q$ , assunto per il calcolo dell'azione agente sono riportati nel titolo dell'immagine).

Per eventuali approfondimenti su disegni e schemi tecnici degli interventi di questo elemento, nonché procedimenti e fasi di esecuzione si rimanda alle tavole progettuali e alla documentazione di riferimento.

## 8.2 Solaio Padiglione 4 e balconata interna

Lo schema dei solai del Padiglione 4 e della balconata interna prevede una serie di travi a passo 1,25m con luce 7,50m, misurata in mezzera degli elementi di appoggio.

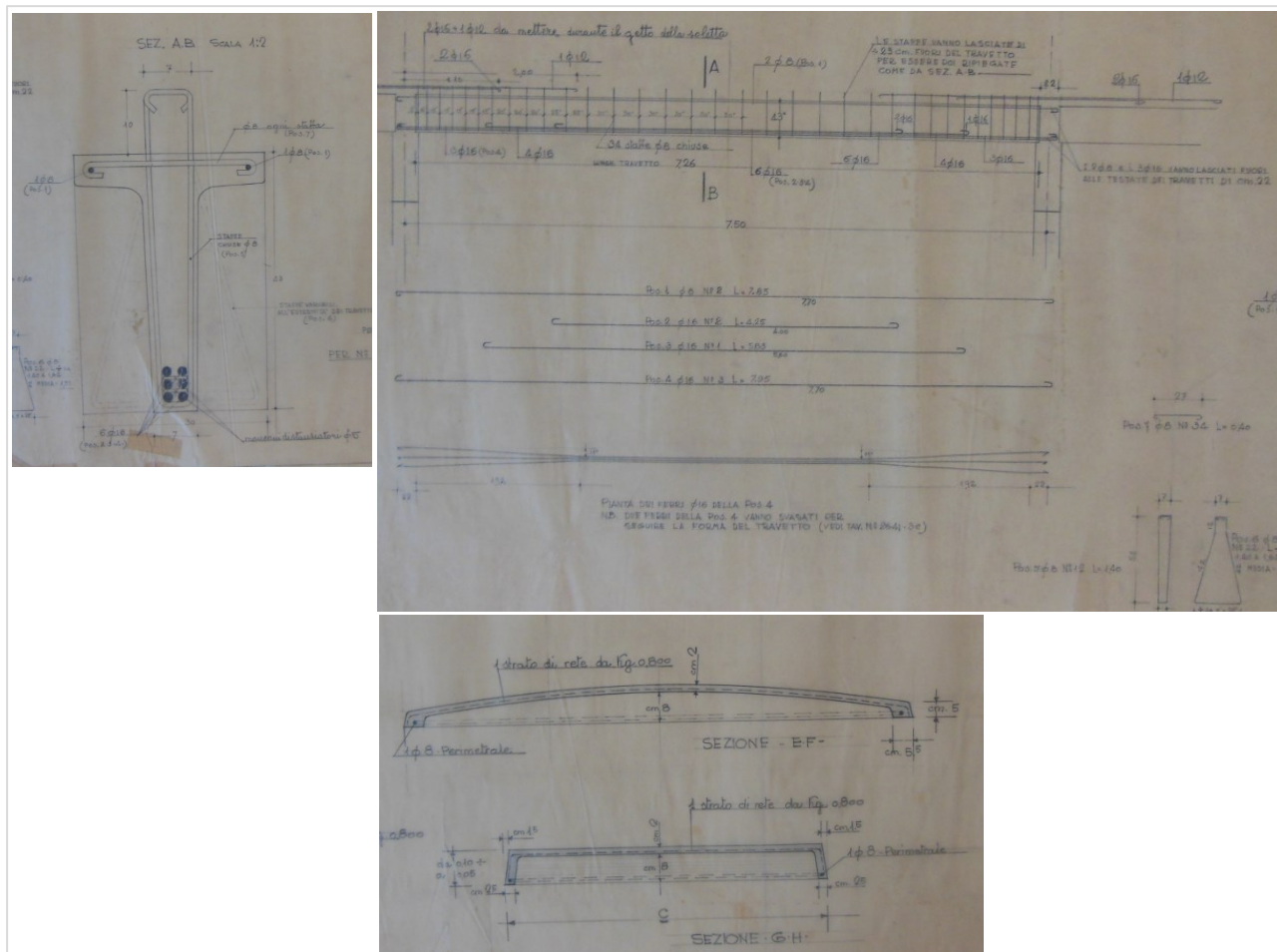


Figura 209: Schema delle travi e delle coppelle di solaio da disegni di progetto Nervi

## 8.2.1 Stato di fatto

Le seguenti calcolazioni valgono per il solaio della balconata (quota +4,86m) e per il solaio del piano terra che insiste sul Padiglione 4 (quota +0.30 m).

### 8.2.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio del trave

$$g_1 = (0,08 \cdot 0,38 + 0,05 \cdot 0,20) \cdot 25 = 1,14 \text{ kN/m} \times \gamma_g (1,3) = 1,48 \text{ kN/m}$$

Peso solaio con getto integrativo (spessore max 16cm su trave) + massetto (7cm) + pavimento in pietra (3cm)

$$g_2 = (0,16 \cdot 0,30 / 1,25 + (1,25 - 0,30) \cdot 0,09 / 1,25) \cdot 25 + 0,07 \cdot 20 + 0,03 \cdot 27 = 2,67 + 2,21 = 4,88 \text{ kN/m}^2 \times i = 6,10 \text{ kN/m} \times \gamma_g (1,3) = 7,93 \text{ kN/m}$$

Di seguito si riportano le verifiche con tre possibili configurazioni del carico di servizio:

1. Previsto da Nervi sovraccarico  $1000 \text{ kg/m}^2 \times i = 12,50 \text{ kN/m} \times \gamma_q (1,5) = 18,75 \text{ kN/m}$
2. Cat C2  $4,0 \text{ kN/m}^2 \times i = 5,0 \text{ kN/m} \times \gamma_q (1,5) = 7,50 \text{ kN/m}$
3. Cat. E  $6,0 \text{ kN/m}^2 \times i = 7,50 \text{ kN/m} \times \gamma_q (1,5) = 11,25 \text{ kN/m}$

Carico SLU

1.  $p_{(Nervi)} = 1,48 + 7,93 + 18,75 = 28,16 \text{ kN/m}$
2.  $p_{(SLU,1)} = 1,48 + 7,93 + 7,50 = 16,91 \text{ kN/m}$
3.  $p_{(SLU,2)} = 1,48 + 7,93 + 11,25 = 20,66 \text{ kN/m}$

Gli schemi di sollecitazione sono calcolati con le condizioni di vincolo e di schema statico assunte da Nervi nella progettazione originale.

Cautelativamente si è considerata una classe di calcestruzzo inferiore rispetto a quella usata per le verifiche generali.

### 8.2.1.2 Sollecitazione Carico Nervi

$$\text{Campata } M_{sd} = p \cdot L^2 / 12 = 28,16 \cdot 7,5^2 / 12 = 132,00 \text{ kNm}$$

$$\text{Vincolo } M_{sd} = p \cdot L^2 / 16,5 = 28,16 \cdot 7,5^2 / 16,5 = 96,00 \text{ kNm}$$

$$\text{Taglio } V_{sd} = p \cdot L / 2 = 28,16 \cdot 7,5 / 2 = 105,60 \text{ kN}$$

### 8.2.1.3 Sollecitazione Carico Cat. C2

$$\text{Campata } M_{sd} = p \cdot L^2 / 12 = 16,91 \cdot 7,5^2 / 12 = 79,27 \text{ kNm}$$

$$\text{Vincolo } M_{sd} = p \cdot L^2 / 16,5 = 16,91 \cdot 7,5^2 / 16,5 = 57,65 \text{ kNm}$$

$$\text{Taglio } V_{sd} = p \cdot L / 2 = 16,91 \cdot 7,5 / 2 = 63,41 \text{ kN}$$

### 8.2.1.4 Sollecitazione Carico Cat. E

$$\text{Campata } M_{sd} = p \cdot L^2 / 12 = 20,66 \cdot 7,5^2 / 12 = 96,84 \text{ kNm}$$

$$\text{Vincolo } M_{sd} = p \cdot L^2 / 16,5 = 20,66 \cdot 7,5^2 / 16,5 = 70,43 \text{ kNm}$$

$$\text{Taglio } V_{sd} = p \cdot L / 2 = 20,66 \cdot 7,5 / 2 = 77,48 \text{ kN}$$

### 8.2.1.5 Verifica

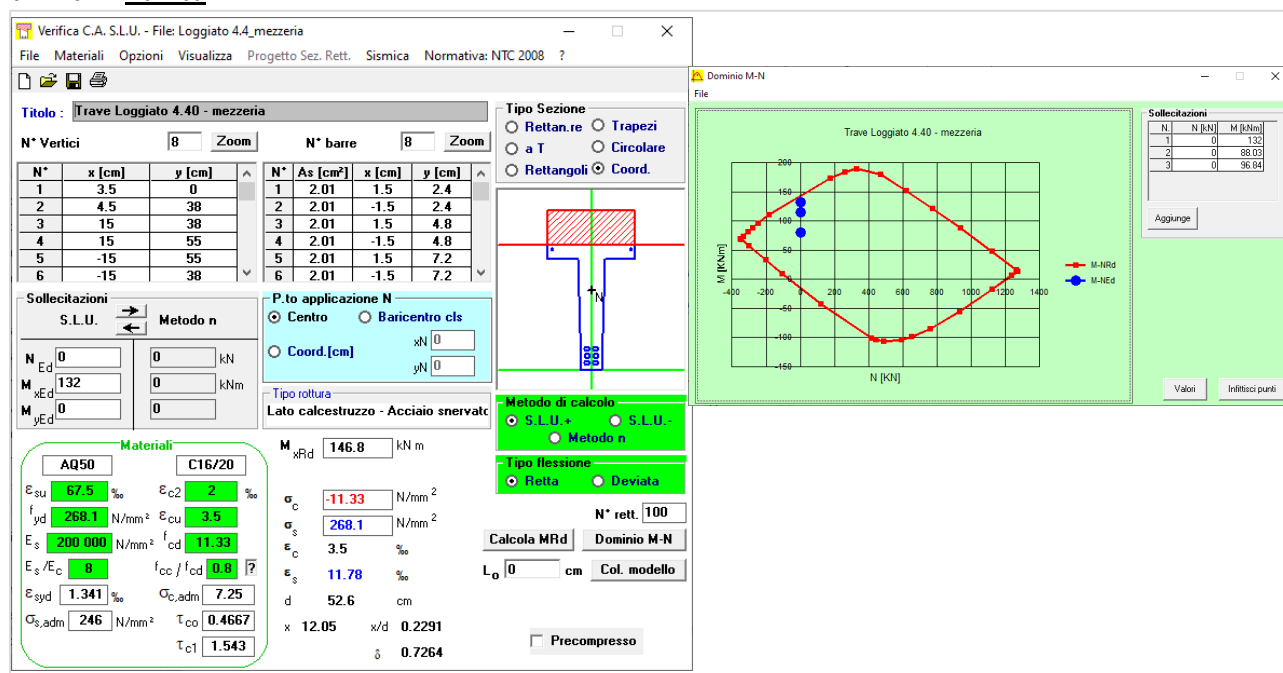


Figura 210: Verifica a flessione in mezzeria

1.  $F_s = M_{Rd} / M_{sd} = 146,8 / 132,0 = 1,11 > 1,00 \rightarrow$  verificato
2.  $F_s = M_{Rd} / M_{sd} = 146,8 / 79,27 = 1,85 > 1,00 \rightarrow$  verificato
3.  $F_s = M_{Rd} / M_{sd} = 146,8 / 90,84 = 1,52 > 1,00 \rightarrow$  verificato

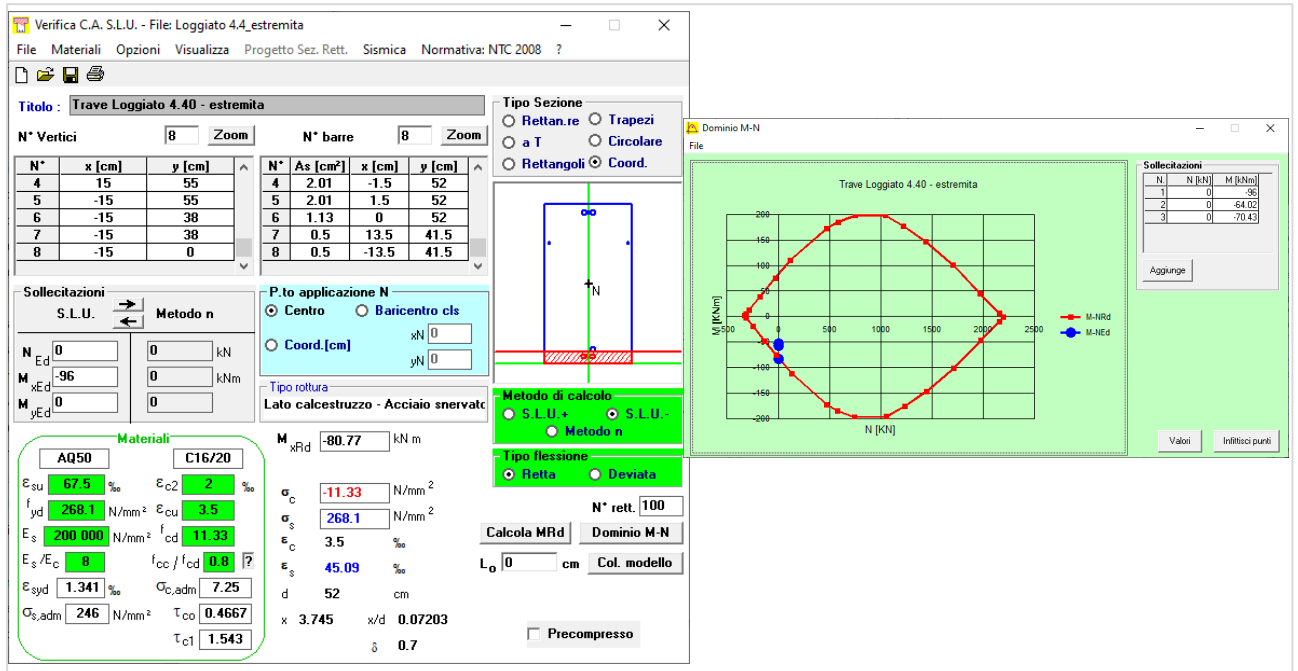


Figura 211: Verifica a flessione sul vincolo

$$F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 80,7/96,0 = 0,84 < 1,00 \rightarrow \text{NON verificato}$$

$$F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 80,7/57,65 = 1,40 > 1,00 \rightarrow \text{verificato}$$

$$F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 80,7/70,48 = 1,15 > 1,00 \rightarrow \text{verificato}$$

Livello	Elemento	Solaio	Posizione	B	b	H	h	c	d	d*	$\alpha_c$	A <sub>c</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	$\omega^*$	$\omega$	b <sub>w</sub>	s	A <sub>sw</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rsd,f.p.</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Sd</sub>	FS
solaio loggiato e Pad 4	Trave tra pilastri	Nervi	piastre	300	300	430	50	10	420	378	1,00	129000	515	603	0,164	0,192	300	150	100	172	172	0	172	105,60	1,63
		Cat C3		300	300	430	50	10	420	378	1,00	129000	515	603	0,164	0,192	300	150	100	172	172	0	172	63,41	2,71
		Cat E		300	300	430	50	10	420	378	1,00	129000	515	603	0,164	0,192	300	150	100	172	172	0	172	77,48	2,22
solaio loggiato e Pad 4	Trave tra pilastri	Nervi	1,92m da pilastro	300	70	430	50	10	420	378	1,00	41600	515	603	0,508	0,595	70	200	100	51	51	0	51	51,53	0,99
		Cat C3		300	70	430	50	10	420	378	1,00	41600	515	603	0,508	0,595	70	200	100	51	51	0	51	30,94	1,65
		Cat E		300	70	430	50	10	420	378	1,00	41600	515	603	0,508	0,595	70	200	100	51	51	0	51	37,81	1,35

Figura 212: Verifica a taglio

## 8.2.2 Stato di progetto

In progetto è prevista la posa di pavimenti radianti e nuovi pavimenti e pertanto, al fine di ottimizzare i carichi, si prevede di rimuovere la pavimentazione in pietra (stima 3 cm) e relativo massetto di posa (stima spessore massimo 7 cm). Si prevede, a seguito di dette demolizioni, il ripristino della cappa superiore mediante getto di malta fibrinforzata (FRC).

### 8.2.2.1 Analisi dei carichi

Rimozione di pietra 3cm e massetto 7 cm:	-2,21 kN/m <sup>2</sup>
Rinforzo con massetto additivato con fibre 3cm	+0,75 kN/m <sup>2</sup>
Pavimento nuovo (radiante, massetto, finitura)	2,60 kN/m <sup>2</sup>
Impianti+controsoffitto	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Carichi di servizio Cat C2	4,00 kN/m <sup>2</sup>
Carichi di servizio Cat E	6,00 kN/m <sup>2</sup>

$$g_1 = 0,92 + 0,75 \text{ kN/m}^2 \times i = 1,67 * 1,25 = 2,09 \text{ kN/m} \times gg_1 (1,3) = 2,71 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = 4,88 - 2,21 + 2,6 + 0,5 \text{ kN/m}^2 \times i = 5,77 * 1,25 = 7,21 \text{ kN/m} \times gg_2 (1,5) = 10,82 \text{ kN/m}$$

$$q_{C2} = 4,00 \text{ kN/m}^2 \times i = 4,00 * 1,25 = 5,00 \text{ kN/m} \times qq (1,5) = 7,500 \text{ kN/m}$$

$$q_E = 6,00 \text{ kN/m}^2 \times i = 6,00 * 1,25 = 7,50 \text{ kN/m} \times qq (1,5) = 11,250 \text{ kN/m}$$

## Carico SLU

- $p_{(SLU,1)} = 2,71 + 10,82 + 7,50 = 21,03 \text{ kN/m}$
- $p_{(SLU,2)} = 2,71 + 10,82 + 11,25 = 24,78 \text{ kN/m}$

### 8.2.2.2 Sollecitazione Carico Cat. C2

Campata  $M_{sd} = p \cdot L^2 / 12 = 21,03 \cdot 7,5^2 / 12 = 98,58 \text{ kNm}$

Vincolo  $M_{sd} = p \cdot L^2 / 16,5 = 21,03 \cdot 7,5^2 / 16,5 = 71,69 \text{ kNm}$

Taglio  $V_{sd} = p \cdot L / 2 = 21,03 \cdot 7,5 / 2 = 78,86 \text{ kN}$

### 8.2.2.3 Sollecitazione Carico Cat. E

Campata  $M_{sd} = p \cdot L^2 / 12 = 24,78 \cdot 7,5^2 / 12 = 116,16 \text{ kNm}$

Vincolo  $M_{sd} = p \cdot L^2 / 16,5 = 24,78 \cdot 7,5^2 / 16,5 = 84,48 \text{ kNm}$

Taglio  $V_{sd} = p \cdot L / 2 = 24,78 \cdot 7,5 / 2 = 92,93 \text{ kN}$

### 8.2.2.4 Verifica

Si riporta la verifica considerando i 3cm di getto integrativo di malta FRC.

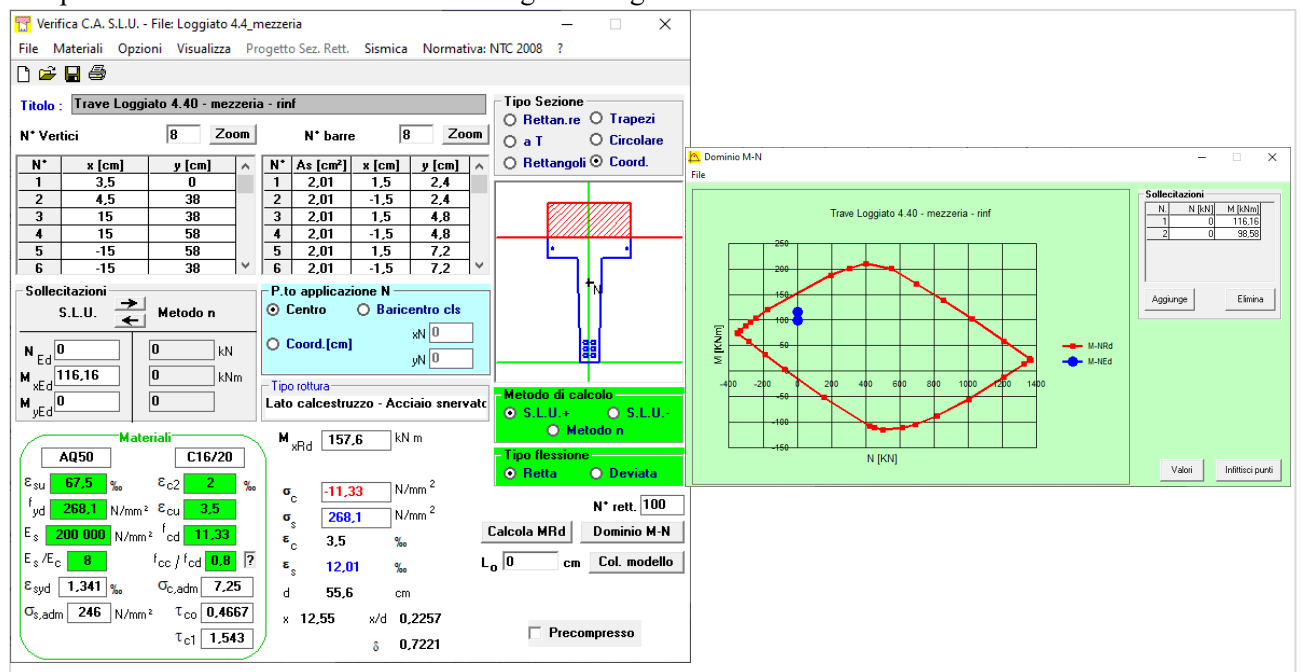


Figura 213: Verifica a flessione in mezzeria

- $F_s = M_{Rd} / M_{sd} = 157,6 / 98,58 = 1,60 > 1,00 \rightarrow \text{verificato}$
- $F_s = M_{Rd} / M_{sd} = 157,6 / 116,16 = 1,36 > 1,00 \rightarrow \text{verificato}$

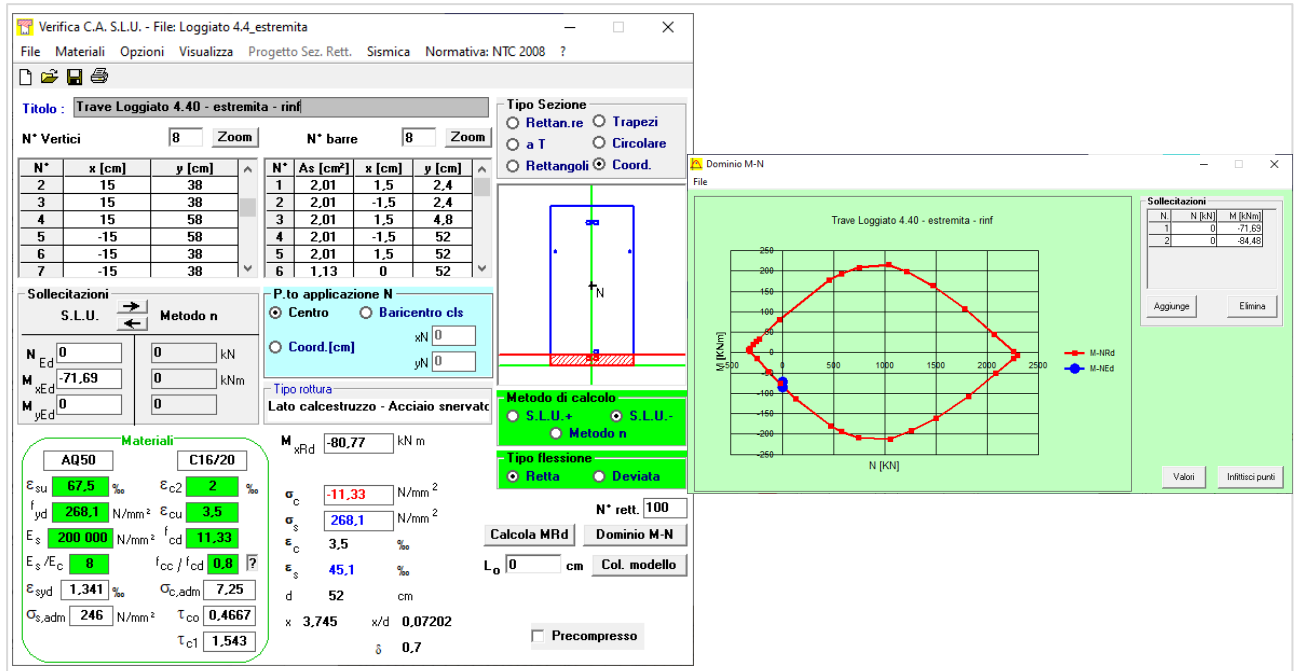


Figura 214: Verifica a flessione sul vincolo

1.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 80,77/71,69 = 1,23 > 1,00 \rightarrow$  verificato
2.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 80,77/84,48 = 0,96 > 1,00 \rightarrow$  NON verificato

In corrispondenza dell'appoggio considerando una di redistribuzione del momento pari a 0,80 si ha:

$$F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 80,77/(0,8*84,48) = 1,20 > 1,00 \rightarrow \text{verificato}$$

Con la differenza che può essere assorbita dalla capacità dell'elemento in mezzeria

$$F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 157,6/(116,16+16,90) = 1,18 > 1,00 \rightarrow \text{verificato}$$

Le verifiche a taglio restano soddisfatte.

### 8.3 Solai di copertura zone piane

I solai delle coperture piane del Padiglione 2 sono realizzati con solai SAP (Senza Armatura Provvisoria) di altezza 20 cm con cappa integrativa di 4 cm (20+4). I travetti hanno passo 20 cm, una sezione di larghezza minima 3cm e massima 7cm e una luce di 7,50 m, misurata in mezzeria delle travi nelle quali si innestano.

Da quanto possibile appurare con rilievi visivi, il medesimo tipo di solai costituisce anche la copertura del primo piano della manica Sotssass (Padiglione 2b).

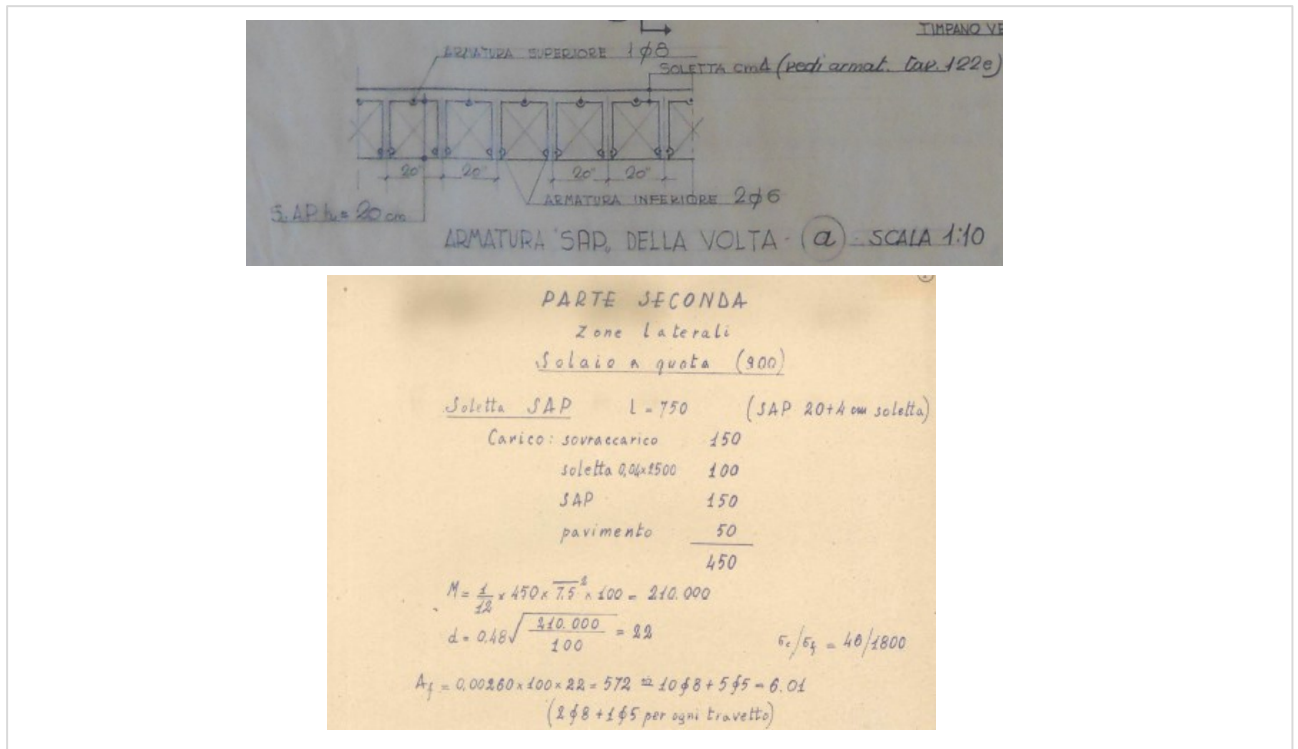


Figura 215: Schema da tavole e relazione di calcolo del progetto Nervi

### 8.3.1 Stato di fatto

#### 8.3.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio del solaio

$$g_1 = (0,03 \cdot 0,20 + 0,04 \cdot 0,20) / 0,20 \cdot 25 + 0,90 \text{ (laterizi)} = 2,65 \text{ kN/m}^2 \times i = 2,65 \cdot 0,2 = 0,53 \text{ kN/m} \times \gamma_{g1} (1,3) = 0,69 \text{ kN/m}$$

Permanenti portati (il solaio presenta una pendenza naturale circa 2%)

Massetto (da capitolato Nervi in "materiale alleggerito")

Guaine (comprese sovrapposizioni)

$$g_2 = 0,10 \cdot 20 + 0,40 = 2,4 \text{ kN/m}^2 \times i = 0,48 \text{ kN/m} \times \gamma_{g2} (1,5) = 0,72 \text{ kN/m}$$

Carico di esercizio

Previsto da Nervi sovraccarico neve  $150 \text{ kg/m}^2 \times i = 0,30 \text{ kN/m} \times g_q (1,5) = 0,45 \text{ kN/m}$

Attuale carico neve =  $1,22 \text{ kN/m}^2 \times i = 0,24 \text{ kN/m} \times \gamma_q (1,5) = 0,37 \text{ kN/m}$

Carico SLU

$$p_{(\text{Nervi})} = 0,69 + 0,72 + 0,45 = 1,86 \text{ kN/m}$$

$$p_{(\text{SLU})} = 0,69 + 0,72 + 0,37 = 1,78 \text{ kN/m}$$

Gli schemi di sollecitazione sono calcolati con le condizioni di vincolo e di schema statico assunte da Nervi nella progettazione originale.

#### 8.3.1.2 Sollecitazione Carico Nervi

Momento  $M_{sd} = p \cdot L^2 / 12 = 1,86 \cdot 7,5^2 / 12 = 8,72 \text{ kNm}$

Taglio  $V_{sd} = p \cdot L / 2 = 1,86 \cdot 7,5 / 2 = 6,98 \text{ kN}$

#### 8.3.1.3 Sollecitazione con carichi NTC

Momento  $M_{sd} = p \cdot L^2 / 12 = 1,78 \cdot 7,5^2 / 12 = 8,34 \text{ kNm}$

Taglio  $V_{sd} = p \cdot L / 2 = 1,78 \cdot 7,5 / 2 = 6,68 \text{ kN}$



### 8.3.1.4 Verifica

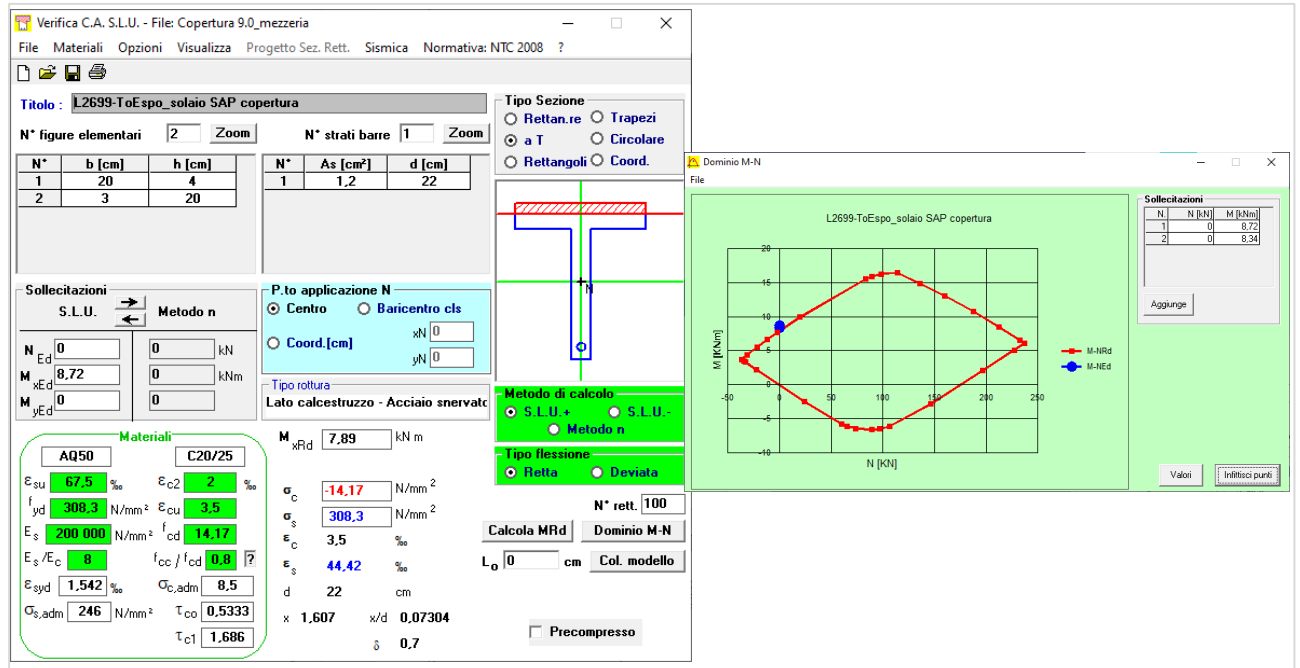


Figura 216: Verifica a flessione in mezzeria

1.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 7,89/8,72 = 0,90 > 1,00 \rightarrow$  NON verificato
2.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 7,89/8,34 = 0,95 > 1,00 \rightarrow$  NON verificato

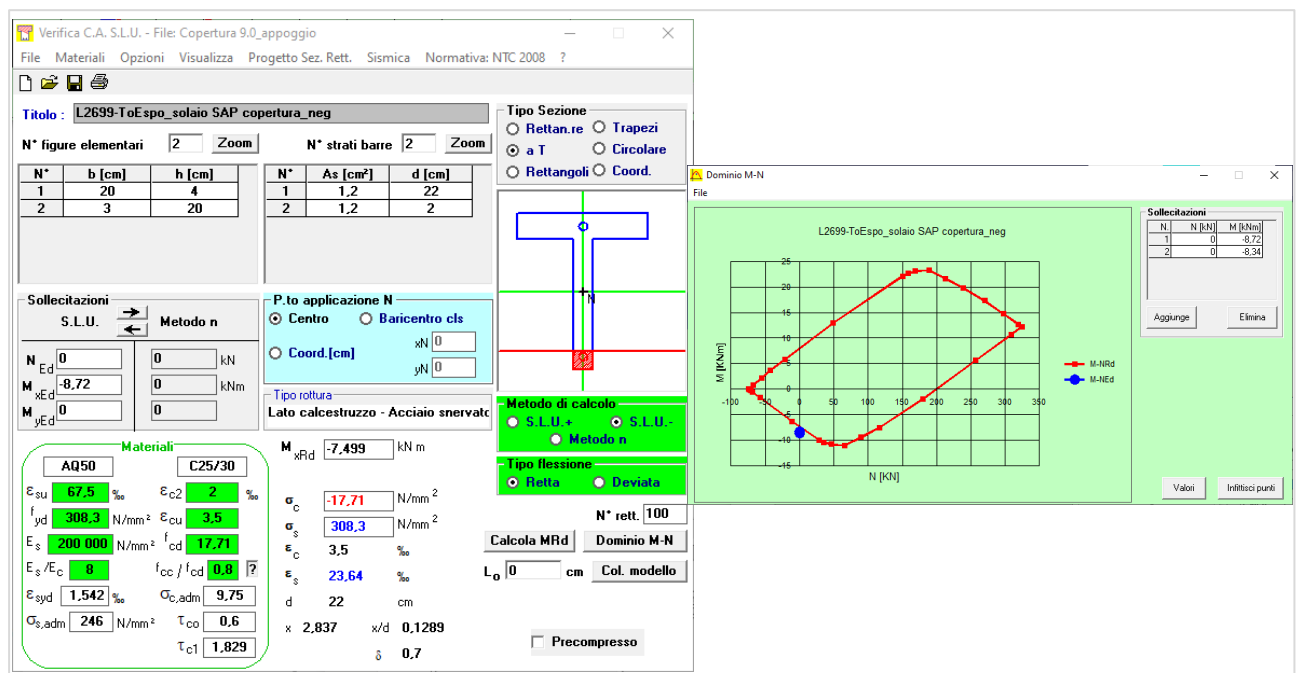


Figura 217: Verifica a flessione in appoggio

1.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 7,50/8,72 = 0,86 > 1,00 \rightarrow$  NON verificato
2.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 7,50/8,34 = 0,90 > 1,00 \rightarrow$  NON verificato

				B	b	H	h	c	d	d*	$\alpha_c$	A <sub>c</sub>	A's	A <sub>s</sub>	$\omega^*$	$\omega$	b <sub>w</sub>	V <sub>Sd</sub>	As long	r	k	V <sub>Rcd</sub>	FS
Livello	Elemento	Solaio	Posizione	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[mm]	[kN]	mm <sup>2</sup>			[kN]	[ ]
SAP 20+4 copertura	solaio	Nervi		200	50	240	40	15	225	202,5	1,00	18000	120	120	0,274	0,274	50	6,98	120	0,0107	1,943	6,38	0,91
		Neve NTC		200	50	240	40	15	225	202,5	1,00	18000	120	120	0,274	0,274	50	6,68	120	0,0107	1,943	6,38	0,95

Figura 218: Verifica a taglio

Per i calcoli di verifica a taglio si considera lo spessore medio del travetto, pari a 5 cm.

### 8.3.2 Stato di progetto

In progetto è prevista la rimozione e il rifacimento delle guaine, con l'occasione si provvede a realizzare un getto integrativo con malta fibrorinforzata (FRC), dello spessore massimo di 3cm, al fine di ripristinare la cappa superiore incrementare la sezione resistente.

#### 8.3.2.1 Analisi dei carichi

Peso proprio del solaio

$$g_1 = (0,03 \cdot 0,20 + 0,04 \cdot 0,20) / 0,20 \cdot 25 + 0,90 \text{ (laterizi)} = 2,65 \text{ kN/m}^2 \quad x \quad i = 2,65 \cdot 0,2 = 0,53 \text{ kN/m} \quad x \quad \gamma_{g1} (1,3) = 0,69 \text{ kN/m}$$

$$+ \text{rinforzo } 3\text{cm} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad x \quad i = 0,12 \text{ kN/m} \quad x \quad \gamma_{g1} (1,3) = 0,16 \text{ kN/m}$$

Permanenti portati (il solaio presenta una pendenza naturale circa 2%)

$$\text{Isolante } 40 \text{ kg/m}^3 \cdot 10 \text{ cm} = 0,04 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pendenze } 7\text{cm} \times 2000 \text{ kg/m}^3 = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Guaine } 40 \text{ kg/m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = 0,04 + 1,4 + 0,4 = 1,84 \text{ kN/m}^2 \quad x \quad i = 0,37 \text{ kN/m} \quad x \quad \gamma_{g2} (1,5) = 0,52 \text{ kN/m}$$

Carico di esercizio

$$\text{Attuale neve } 1,22 \text{ kN/m}^2 \quad x \quad i = 0,24 \text{ kN/m} \quad x \quad \gamma_q (1,5) = 0,37 \text{ kN/m}$$

Carico SLU

$$p_{(SLU)} = 0,69 + 0,16 + 0,52 + 0,37 = 1,74 \text{ kN/m}$$

#### 8.3.2.2 Sollecitazione con carichi NTC

$$\text{Flessione } M_{Sd} = p \cdot L^2 / 12 = 1,74 \cdot 7,5^2 / 12 = 8,16 \text{ kNm}$$

$$\text{Taglio } V_{Sd} = p \cdot L / 2 = 1,74 \cdot 7,5 / 2 = 6,52 \text{ kN}$$

### 8.3.2.3 Verifica

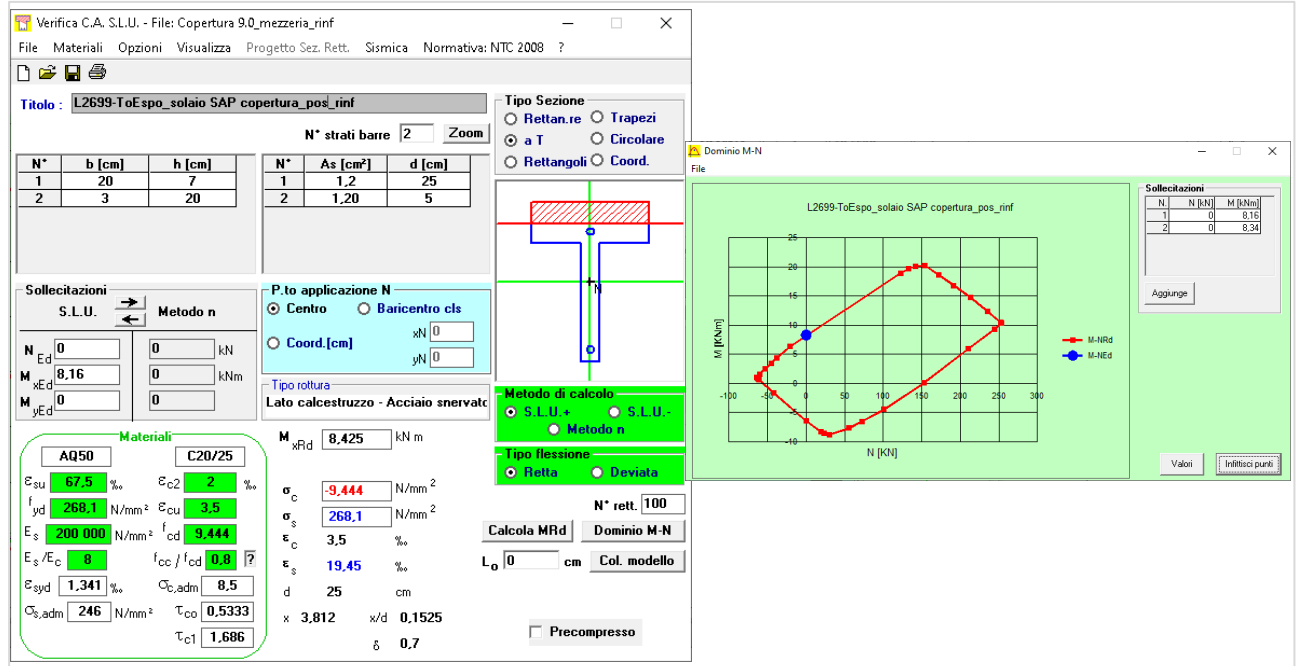


Figura 219: Verifica a flessione in mezzeria

3.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 8,425/8,16 = 1,03 > 1,00 \rightarrow$  verificato
4.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 8,425/8,34 = 1,01 > 1,00 \rightarrow$  verificato

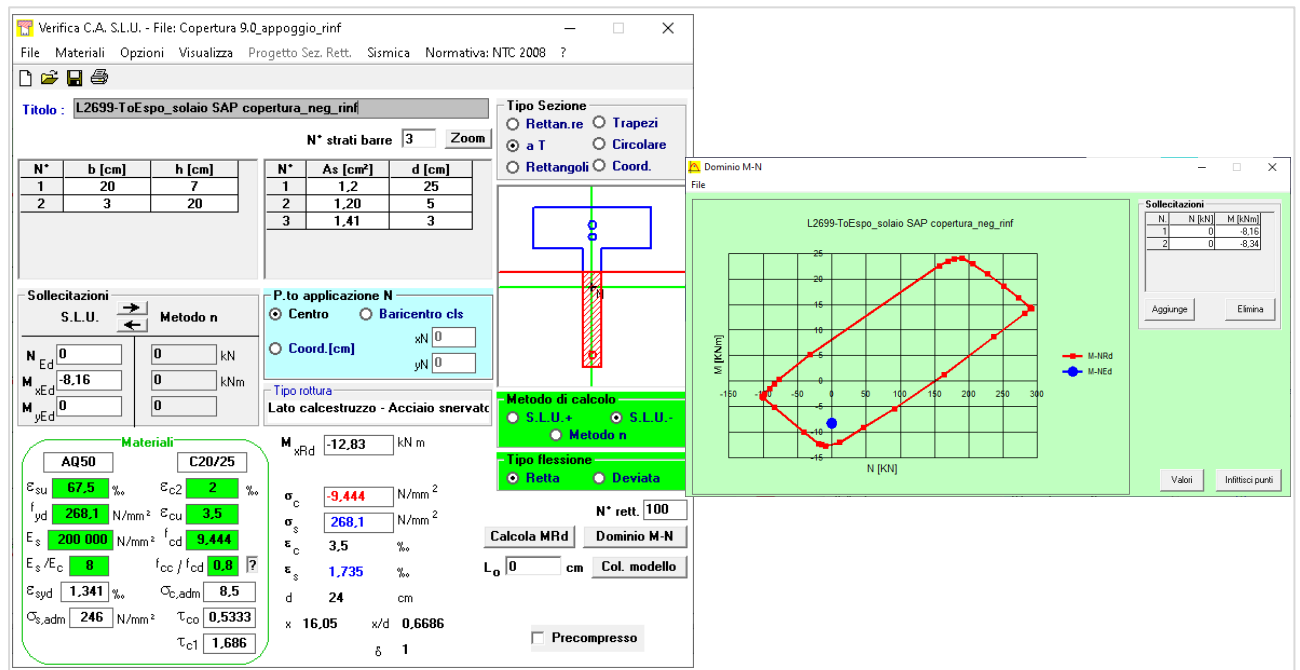


Figura 220: Verifica a flessione in appoggio

3.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 12,83/8,16 = 1,57 > 1,00 \rightarrow$  verificato
4.  $F_s = M_{Rd}/M_{Sd} = 12,83/8,34 = 1,54 > 1,00 \rightarrow$  verificato

				B	b	H	h	c	d	d'	$\alpha_c$	$A_c$	$A_s'$	$A_s$	$\omega'$	$\omega$	$b_w$	V <sub>Sd</sub>	As long	r	k	V <sub>Rcd</sub>	FS	
	Livello	Elemento	Solaio	Posizione	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[mm]	[kN]	mm <sup>2</sup>			[kN]	[-]	
	SAP 2004	copertura	solaio	rinforzato	200	50	270	70	15	255	229,5	1,00	24000	261	120	0,446	0,205	50	6,52	120	0,0094	1,886	6,73	1,03

Figura 221: Verifica a taglio

## 8.4 Solaio piano primo manica Sotssass (Padiglione 2b)

Sui solai del primo piano della manica Sotssass non ci sono elaborati di riferimento da cui trarre le adeguate informazioni sulle geometrie degli elementi. Considerando il periodo nel quale sono stati realizzati i fabbricati e le analogie tra essi, è molto probabile che anche per i solai di tale struttura siano stati impiegati dei moduli di solaio SAP. Rilevato lo spessore di 15 cm, facendo riferimento alla manualistica dell'epoca (vedi figure seguenti) si può supporre l'utilizzo di un solaio SAP 12+3 cm.

TABELLA DEI DATI TECNICI DEI SOLAI "S A P"

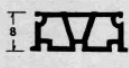



Altezza laterizio e peso della trave prefabbricata	PESO Kg/mq 1) Laterizio 2) Trave prefabbricata 3) Solaio finito	Armatura superiore 2φ3 inferiore:	P O R T A T E I N M E R E L A T I V I S O V R A C C A R I C H I I N K G / M Q ( o l t r e a l p e s o p r o p r i o )										Peso ferro Kg/mq
			2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.50	7.00	
 S A P 8 Kg/ml 14	50	3 φ 3	250	175	125	75	50	—	—	—	—	—	1.75
	70	3 φ 4	425	300	200	125	75	50	—	—	—	—	2.80
	85	3 φ 5	550	400	275	200	150	100	75	—	—	—	3.85
 S A P 12 Kg/ml 18	70	3 φ 3	350	275	200	150	100	75	—	—	—	—	1.70
	90	3 φ 4	650	500	350	250	200	150	100	—	—	—	2.75
	110	3 φ 5	—	700	525	375	275	200	150	100	—	—	3.85
 S A P 16 Kg/ml 20	80	3 φ 3	650	500	350	250	200	150	100	75	—	—	1.65
	100	3 φ 4	—	700	525	375	275	200	150	100	75	—	2.70
	130	3 φ 5	—	—	700	550	425	325	250	175	125	75	3.95
	130	3 φ 6	—	—	—	750	600	475	375	300	225	175	5.05
 S A P 20 Kg/ml 22	35	3 φ 3	—	700	500	350	225	—	—	—	—	—	1.60
	110	3 φ 4	—	—	750	600	425	325	250	175	125	100	2.70
	175	3 φ 5	—	—	—	825	650	500	375	300	225	175	3.90
	175	3 φ 6	—	—	—	—	825	650	525	425	325	250	5.00
		4 φ 6	—	—	—	—	—	775	625	500	400	300	6.40

Figura 222 - Manuale dell'architetto (edizione CNR - 1953 - Colonnetti, Bongioannini, Nervi, Ridolfi, Zevi)

### 8.4.1.1 Analisi dei carichi

$$g_1 = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$P = g_1 + g_2 + q = 4,6 \text{ kN/m}^2$$

Luce campi di solaio 2,5m

$$M = p \cdot l^2 / 12 = 4,6 \cdot 2,5^2 / 12 = 2,40 \text{ kN.m}$$

Si considera il solaio armato con 3Ø4

## 8.4.2 Verifica Stato di Progetto

### 8.4.2.1 Analisi dei carichi

Peso proprio

$$g_1 = 1,10 \text{ kN/m}^2 \times \gamma_{g1} (1,3) = 1,43 \text{ kN/m}^2$$

Permanenti

$$\text{Gres } 14 \text{ mm} = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Isolante } 40 \text{ kg/m}^3 \text{ } 10 \text{ cm} = 0,04 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pendenze } 5 \text{ cm} \times 1900 \text{ kg/m}^3 = 0,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Guaine } 40 \text{ kg/m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = 0,30 + 0,04 + 0,95 + 0,4 = 1,69 \text{ kN/m}^2 \times \gamma_{g2} (1,5) = 2,53 \text{ kN/m}^2$$

Carico di esercizio

Vie di fuga, scale, terrazzi/balconi

$$q = 4,00 \text{ kN/m}^2 \times \gamma_q (1,5) = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

Carico SLU su striscia unitaria

$$p = g_1 + g_2 + q = 1,43 + 2,53 + 6,0 = 9,96 \text{ kN/m}$$

#### 8.4.2.2 Sollecitazione con carichi NTC

Momento  $M_{Sd} = p \cdot L^2 / 12 = 9,96 \cdot 2,5^2 / 12 = 5,19 \text{ kNm}$

Taglio  $V_{Sd} = p \cdot L / 2 = 9,96 \cdot 2,5 / 2 = 12,45 \text{ kN}$

Su travetto singolo (interasse 20cm)

$$M_{Sd} = 5,19 \cdot 0,20 = 1,04 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 12,45 \cdot 0,20 = 2,5 \text{ kN}$$

#### 8.4.2.3 Verifica

Si applica per questo elemento un fattore di conoscenza  $FC = 1,35$ .

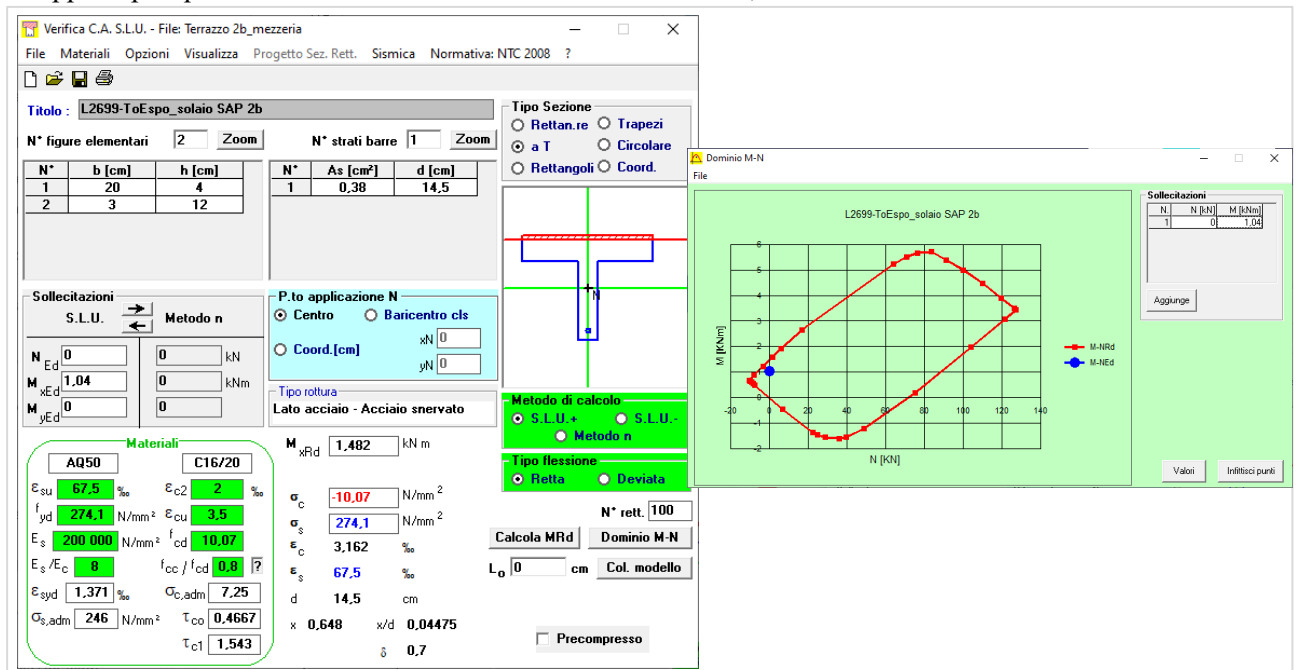


Figura 223: Verifica a flessione in mezzeria

$$F_s = M_{Rd} / M_{Sd} = 1,482 / 1,04 = 1,44 > 1,00 \rightarrow \text{verificato}$$

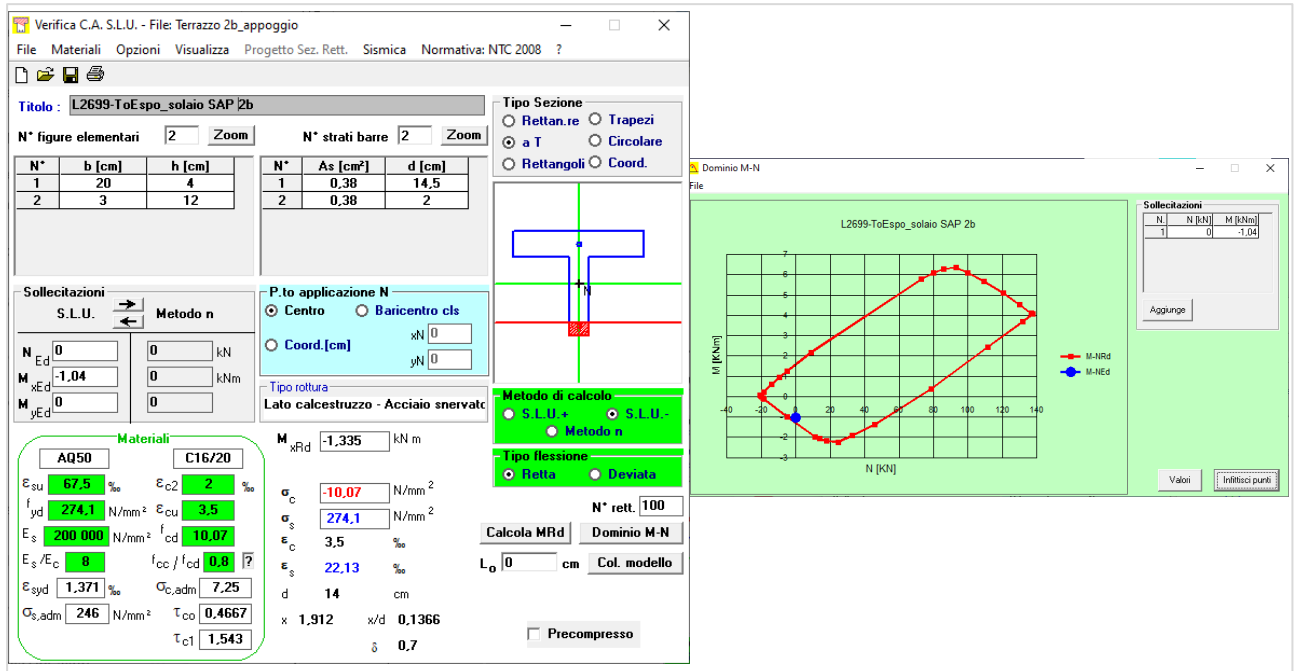


Figura 224: Verifica a flessione in appoggio

$$F_s = M_{Rd}/M_{sd} = 1,335/1,04 = 1,28 > 1,00 \rightarrow \text{verificato}$$

			B	b	H	h	c	d	d*	$\alpha_c$	$A_c$	$A's$	$A_s$	$\omega'$	$\omega$	$b_w$	Vsd	As long	r	k	VRcd	FS
SAP 12+4 terrazzo 2b	solai	Nervi	200	30	160	40	15	145	130,5	1,00	11600	120	120	0,424	0,424	30	2,50	120	0,0276	2,174	3,78	1,51
		Neve	200	30	160	40	15	145	130,5	1,00	11600	120	120	0,424	0,424	30	2,50	120	0,0276	2,174	3,78	1,51

Figura 225: Verifica a taglio

Le verifiche sono soddisfatte. In questa fase, comunque, vista la mancanza di indagini puntuali sull'elemento e l'impossibilità di verificarne lo stato di conservazione sull'intera superficie, si predispone comunque l'esecuzione di un getto integrativo di malta FCR in estradosso di spessore massimo 3cm e la predisposizione di un sistema anti-sfondellamento all'intradosso mediante applicazione di un composito fibrorinforzato.

## 9 Commento dei risultati ottenuti

Le analisi di vulnerabilità globali condotte sul fabbricato nel suo stato attuale conducono a un rapporto minimo tra resistenza e sollecitazione di taglio e momento flettente allo stato limite ultimo (SLU, combinazione fondamentale) inferiori all'unità e pari a **0.30** (valore minimo fra le sezioni candidate), e **0.55** a seguito degli interventi di protezione, calcolati così come indicato nelle NTC 2018.

Più nel dettaglio, i risultati delle verifiche strutturali mostrano come i livelli di sicurezza rispetto alle azioni verticali siano tendenzialmente in linea con le previsioni di Nervi. L'attenzione, rispetto alle azioni statiche, è quindi da focalizzare sul problema della durabilità, in particolare degli elementi in ferrocemento, sperimentato da Nervi, proponendo l'utilizzo di opportuni trattamenti e protezioni.

Allo stesso modo le analisi confermano le criticità rispetto all'azione sismica, da associare principalmente all'insufficienza di specifiche armature a taglio, ma anche a presso-flessione, dato che questo tipo di azione non era stata presa in considerazione. Le sezioni da attenzionare maggiormente riguardano elementi principali, come i pilastri inclinati, ma si estendono anche ad elementi coinvolti in risposte puntuali, causa di irregolarità legate alla complessità della geometria della struttura. Ne sono un esempio il comportamento di interazione sulla volta in SAP che collega la volta ad arconi e la semi-cupola dell'abside, dove da modello si evidenziano delle forze di trazione all'interfaccia, e le naturali azioni di trazioni che si rilevano sulle travi anulari dell'abside. Non soddisfacimento dei coefficienti di sicurezza sono evidenti nei timpani, specie quello lato c.so Massimo, in particolare relativamente agli elementi secondari che non soddisfano la verifica locale per sollecitazioni fuori dal piano. Soprattutto la carenza di dettagli costruttivi idonei in nodi critici, quali i giunti trave-colonna, connaturati con le modalità costruttive dell'epoca, non consente di tenere conto, di seppur minimi benefici, della duttilità.

L'indice di sicurezza sismica attuale, IS a SLV (rapporto fra PGA resistente e PGA di progetto), si attesta intorno al valore di **0.12**, calcolato rispetto alla prima sezione *candidata* che entra in crisi (in riferimento ai metodi riportati nelle NTC 2018 e integrati con le indicazioni contenute nelle sue circolari applicative, nella Direttiva sui BBCC e nei documenti riportati in apertura della presente relazione), ossia la sezione di incastro della trave di bordo esterna del solaio anulare (codice TET) che cede rispetto al taglio fuori dal piano. Si tratta di indici di sicurezza esigui ma comunque attesi per strutture molto complesse che non sono state pensate per resistere ad azioni sismiche.

Gli interventi in progetto, concepiti per compensare/rinforzare/integrare i meccanismi locali e quelli con rottura fragile mediante principalmente la fasciatura dei nodi, consentono di acquisire un minimo di riserva di duttilità e ottenere un miglioramento del comportamento globale, stimando da calcolo un nuovo valore pari a **0.60**.

Inoltre, vale la pena osservare che:

- L'incremento dei carichi in fondazione valutato secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3 delle NTC 2008, includendo i soli carichi gravitazionali, è pari al 9%, comunque inferiore al 10%.
- l'incremento dei fattori capacità/domanda a seguito degli interventi di miglioramento è pari a **0.26**.

Dalle calcolazioni svolte si riportano le seguenti conclusioni:

- Gli interventi sulla struttura esistente si classificano come interventi di miglioramento.
- Gli interventi locali risultano migliorativi della situazione esistente.

Si raccomanda, al termine della vita utile prevista per le strutture, soggette a ordinaria manutenzione, di procedere alla valutazione della sicurezza dei manufatti in base alle condizioni nelle quali verseranno le strutture per il naturale invecchiamento o per azioni antropiche e di natura eccezionale che nel frattempo abbiano avuto luogo. Inoltre, è opportuno predisporre sistemi di monitoraggio continuo statico e dinamico, con particolare attenzione alla volta ondulata e alla volta in SAP.

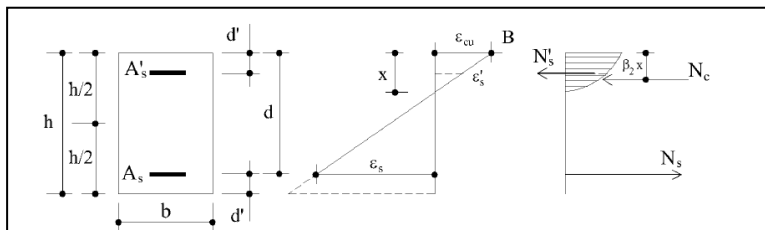
## 10 APPENDICI

### 10.1 Formulazione della capacità resistente

#### 10.1.1 Strutture in C.A. esistenti

##### Stato limite ultimo per flessione semplice e composta

Determinazione di  $N_{Rd}$  e  $M_{Rd}$



Scrivendo le equazioni di equilibrio alla traslazione e rotazione si ottengono

$$N_{Rd} = N_c + N'_s - N_s$$

$$M_{Rd} = N_c \cdot (h/2 - 0,4x) + A'_s \cdot \sigma'_s \cdot (h/2 - d') + A_s \cdot \sigma_s \cdot (h/2 - d')$$

con  $N_c = b \cdot 0,80 \cdot x \cdot f_{cd}$

$$N'_s = \sigma'_s \cdot A'_s$$

$$N_s = \sigma_s \cdot A_s$$

La verifica è posta nella forma:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1,00$$

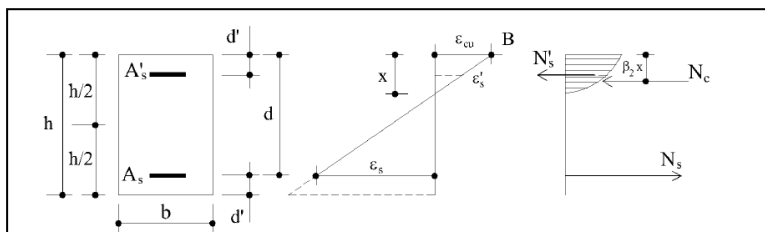
Nei pilastri, trattandosi di presso-flessione deviata, in accordo al §4.1.2.3.4.2 delle NTC, la verifica della sezione è posta nella forma:

$$\left( \frac{M_{Ey d}}{M_{Ry d}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ez d}}{M_{Rz d}} \right)^\alpha \leq 1 \quad [\text{formula 4.1.19 delle NTC 2018}]$$

con  $\alpha = 1 - 1,5 - 2$  per sezioni rettangolari, in funzione dello sforzo normale adimensionalizzato (si veda EC2-5.8.9). A favore di sicurezza, si assume  $\alpha = 1$ .

##### Stato limite ultimo per tensioni tangenziali

##### MEMBRATURE NON DOTATE DI ARMATURE TRASVERSALI



La resistenza ultima viene espressa con:

$$V_{Rd,c} = [0,18 \cdot \gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d$$

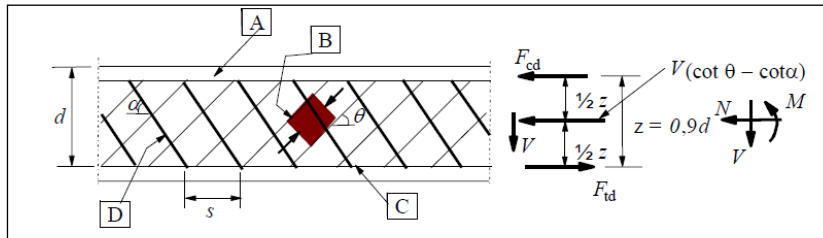
con  $k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,20 f_{cd}$$



MEMBRATURE DOTATE DI ARMATURE TRASVERSALI



La resistenza ultima è assunta come il valore minimo ricavato dalle due espressioni seguenti:

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd,s} = 0,9 * A_{sw} * d * f_{yd} * \sin \alpha * (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) / s \\ V_{Rd,c} = 0,9 * b_w * d * \alpha_c * 0,5 * f_{cd} / (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \end{cases}$$

con  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$  e dove  $\alpha_c$  è un coefficiente che tiene conto dello stato di sollecitazione assiale dell'elemento.

La verifica è posta nella forma:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1.00$$

Stato limite ultimo per azioni torcenti

La resistenza alla torsione è la minore tra la resistenza del calcestruzzo, delle staffe e delle barre di armatura longitudinale:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

La resistenza del calcestruzzo è pari a:

$$T_{Rcd} = 2 * A * t * f_{cd} * \text{ctg} \theta / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

dove  $t$  è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene  $t = A_c / u$  con  $A_c$  area della sezione e  $u$  il suo perimetro; comunque  $t \geq 2$  volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

La resistenza delle staffe è pari a:

$$T_{Rsd} = 2 * A * A_s / s * f_{yd} * \text{ctg} \theta$$

La resistenza delle barre longitudinali è pari a:

$$T_{Rld} = 2 * A * \Sigma A_l / u_m * f_{yd} / \text{ctg} \theta$$

con  $A$  = area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

$A_s$  = area delle staffe;

$u_m$  = perimetro medio del nucleo resistente;

$s$  = passo delle staffe;

$\Sigma A_l$  = area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione  $\theta$  delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare la condizione  $0,4 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$ .

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi:

$$\text{ctg} \theta = (a_l / a_s)^{1/2}$$

con  $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La verifica è posta nella forma:

$$\frac{T_{Sd}}{T_{Rd}} \leq 1.00$$

## 10.2 Strutture in muratura esistenti

### Verifica a pressoflessione

La resistenza a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio parabolico che mette in relazione Sforzo normale e Momento ultimo, secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione; tale dominio è indicato nelle norme tecniche nell'espressione

$$M_u = (l^2 * t * \sigma_0 / 2) * (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

dove  $M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione  
 $l$  è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)  
 $t$  è lo spessore della zona compressa della parete  
 $\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P/(l*t)$ , con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione,  $M_u = 0$   
 $f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

### Verifica a pressoflessione per carichi laterali

È condotta come una verifica a compressione, riducendo il valore della resistenza a compressione della muratura mediante un coefficiente  $\Phi$ , in funzione della snellezza convenzionale  $\lambda$  e dell'eccentricità dei carichi applicati.

$$f_{d,rid} = \Phi f_d$$

dove  $\Phi$  = coefficiente di riduzione della resistenza del materiale (Tab.4.5.III delle NTC)  
 $\lambda$  =  $h_0 / t$  = snellezza convenzionale del maschio murario  
 $h_0$  =  $\rho h$  = lunghezza libera d'inflessione del muro  
 $\rho$  = 1 = fattore che tiene conto del grado di vincolo (nel caso specifico muro isolato)  
 $m$  =  $6e / t$  = coefficiente di eccentricità  
 $t$  = spessore del maschio murario  
 $e$  = eccentricità totale, convenzionalmente definite come:  
 $e_1$  =  $|e_s| + e_a$  (nelle sezioni di estremità);  $e_2 = e_1 / 2 + |e_v|$  (nella sezione di mezzeria);  
 con:  
 $e_s$  = eccentricità dovuta ai carichi verticali totali  
 $e_v$  = eccentricità dovuta ai carichi orizzontali  
 $e_a$  = eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione.

### Verifica a taglio: criterio Turnšek-Cacovic

Un pannello di muratura ordinaria esistente, soggetto ad azioni nel proprio piano, è regolato da meccanismi di resistenza di presso-flessione e taglio secondo un legame di tipo taglio-fessurazione diagonale:

$$V_t = l * t * \frac{1.5 * \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 * \tau_{0d}}}$$

dove  $l$  è la lunghezza del pannello;  
 $t$  è lo spessore del pannello;  
 $\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P/lt$ , con P forza assiale agente, positiva se di compressione);  
 $\tau_{0d}$  è la resistenza a taglio di riferimento della muratura;  
 $b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = h/l$ , comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.