

POLITECNICO DI TORINO

I Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA



VALUTAZIONI SISMICHE DEL V PADIGLIONE DI TORINO ESPOSIZIONI

AD OPERA DI RICCARDO MORANDI

Relatori:
Prof. Rosario Ceravolo
Arch. Erica Lenticchia

Candidato:
Andrea Calvanese

Anno Accademico 2017/2018

Indice

Introduzione	3
1. Patrimonio storico-culturale	5
1.1 Conservazione degli edifici esistenti	5
1.2 Evoluzione della Normativa Italiana Antisismica	6
1.3 Valutazione della sicurezza per le strutture esistenti	10
2. Riccardo Morandi: Padiglione V	15
2.1. Riccardo Morandi	15
2.2. Innovazione e tecnologia	22
2.3 Storia del cemento armato e cemento armato precompresso.....	26
2.4 Il pensiero di Riccardo Morandi	33
2.5 Storia del Padiglione V	36
2.6 Caratteristiche strutturali del Padiglione V	39
3. Modellazione del Padiglione V	46
3.1 Solaio latero-cemento	47
3.2 Nervature	48
3.3 Bielle interne e biellette-tiranti	48
3.4 Parete contro terra e costolature	49
3.5 Modello agli elementi finiti	51
3.6 Metodologia di analisi	55
4. Valutazioni sismiche.....	58
4.1 Analisi modale	58
4.2 Risultati ottenuti.....	63
4.3 Definizione spettro di progetto	63
4.4 Sezioni critiche	66
4.5 Combinazione delle azioni	67
4.6 Verifiche sismiche	69
4.7 Risultati ottenuti.....	122
5. Proposta di riqualificazione del V Padiglione	124
5.1 Nuovi orizzonti per il Padiglione V	124
5.2 Analisi condotte	126
5.3 Risultati ottenuti.....	177
6. Conclusioni	178
Ringraziamenti	181
Bibliografia	182

Introduzione

Oggi giorno la conservazione del patrimonio storico architettonico rappresenta una delle prerogative principali dell'Ingegneria Civile. In particolare, numerosi edifici del XX secolo necessitano di interventi di miglioramento e di messa in sicurezza nel rispetto dei livelli prestazionali richiesti dalle normative vigenti. Per tale ragione è necessario adottare una politica di prevenzione mediante la pianificazione e l'adozione di un sistema strategico di interventi al fine di garantire un adeguato comportamento del costruito storico nei confronti dei carichi statici e dinamici senza snaturare l'intima essenza del manufatto originale. Solo reinserendo tali opere nel ciclo vitale della città si può garantire quella continuità di utilizzo che è indispensabile alla salvaguardia. Infatti, la conservazione di un'opera è strettamente connessa ad un suo riuso.

Il presente lavoro ha l'obiettivo di analizzare una architettura spaziale del XX secolo in conglomerato cementizio armato appartenente al polo fieristico di Torino Esposizioni '61 realizzata dall' Ing. Riccardo Morandi: il Padiglione V. Vista l'importanza storica del salone ipogeo, sono stati analizzati il comportamento e le criticità strutturali in presenza di azione sismica seguendo le direttive delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.

Il primo capitolo pone l'attenzione sulla valutazione della sicurezza delle strutture esistenti e sulla conservazione delle stesse esplicitando l'evoluzione della Normativa Sismica Italiana analizzando nello specifico i concetti di adeguamento e di miglioramento sismico.

Nel secondo capitolo è stata condotta un'analisi storica dapprima sui materiali costituenti la struttura, il cemento armato e il precompresso con le rispettive sperimentazioni e metodologie e, successivamente, è stata focalizzata l'attenzione sul pensiero di Riccardo Morandi. Infine, è stato contestualizzato dal punto di vista storico il Padiglione V ed esplicate le relative caratteristiche strutturali.

Il terzo capitolo descrive in modo dettagliato le varie componenti strutturali definendo per le stesse gli elementi adottati per la modellazione agli elementi finiti. In particolare per la rappresentazione

tridimensionale della struttura è stato adoperato il software Autocad mentre per lo sviluppo dell'analisi modale e delle rispettive sollecitazioni è stato impiegato il software Ansys.

Nel quarto capitolo vengono riportati i risultati dell'analisi modale ed evidenziate le sezioni maggiormente sollecitate. Inoltre, sulle stesse, dalla combinazione degli effetti dinamici e statici, è stata condotta una verifica agli stati limite la quale ha mostrato le criticità del Padiglione V qualora venisse investito da un sisma di lieve entità.

Nell'ultimo capitolo viene mostrata una delle possibili idee di riqualificazione dell'opera di Riccardo Morandi. La proposta mira a snellire la copertura e ad incrementare l'ingresso di luce naturale. Al fine di verificare la validità della nuova idea di riuso, la struttura è stata modellata e verificata secondo le nuove caratteristiche strutturali e, infine, confrontata con la prima analizzata.

1. Patrimonio storico-culturale

1.1 Conservazione degli edifici esistenti

In Italia la conservazione del patrimonio artistico-culturale dal rischio sismico è un tema ricorrente vista la storicità e la bellezza delle opere che caratterizzano l'intera penisola. La soluzione più realistica per la salvaguardia del patrimonio culturale è rappresentata dalla prevenzione. La prevenzione mira a preservare le opere esistenti del XX secolo con interventi atti a migliorare le caratteristiche strutturali e architettoniche. Ma la conservazione del patrimonio culturale dipende moltissimo anche dalla natura dei progetti che si realizzano in quanto un intervento di scarsa qualità è peggiore del non intervento. (Moro 2006)

Considerando i principali fattori di rischio per la salvaguardia del patrimonio storico-culturale, si possono definire due principali cause. Certamente bisogna considerare il rischio legato all'azione dell'uomo in quanto spesso l'inesperienza e la scarsa conoscenza, applicate ad un manufatto storico, comportano interventi di miglioramento e di adeguamento completamente sbagliati e incoerenti rispetto ai giusti accorgimenti. La seconda fonte di rischio è legata alle azioni eccezionali che si verificano di rado come ad esempio i terremoti. Le attuali normative di sicurezza antisismica adoperano calcoli di tipo probabilistico considerando una vita nominale della struttura, ovvero il lasso di tempo in cui risulta essere molto bassa la probabilità in cui si verifichi un'azione sismica superiore a quella a cui è stata progettata la struttura durante il normale esercizio tale da compromettere le prestazioni in termini di agibilità (SLD), stato limite del danno, e salvaguardia della vita umana, stato limite di salvaguardia della vita (SLV). In Italia, in seguito al sisma del 1976 in Friuli¹ e a quello del 1980 in Irpinia² in cui l'elevata vulnerabilità sismica del costruito storico apparve evidente, la normativa italiana introdusse due nuovi concetti: adeguamento sismico nel 1981 e miglioramento sismico nel 1986. Per adeguamento sismico si intende una capacità della

¹ Terremoto del 1976 di magnitudo 6.5 della scala Richter colpì il Friuli e i territori circostanti, fonte tratta da www.ingv.it

² Terremoto del 1980 di magnitudo 6.8 della scala Richter colpì la Campania e la Basilicata, fonte tratta da www.ingv.it

struttura esistente di raggiungere il medesimo livello di sicurezza richiesto dalle nuove costruzioni mediante le opportune verifiche strutturali. Siccome le strutture analizzate in quel periodo erano in muratura portante, l'adeguamento sismico prevedeva di andare ad irrigidire le fasce di muratura in corrispondenza dei solai con sostituzione dei solai lignei con nuovi in cemento armato. Siccome l'adeguamento sismico prevedeva il raggiungimento del medesimo livello prestazionale delle costruzioni esistenti, la normativa italiana introdusse anche il concetto di miglioramento sismico al fine di conseguire interventi locali atti a ridurre la vulnerabilità specifica degli elementi strutturali.

1.2 Evoluzione della Normativa Italiana Antisismica

I terremoti figurano come gli eventi più pericolosi e devastanti sia per il numero di vittime che per danni arrecati alle strutture in quanto l'azione sismica rappresenta la componente aleatoria della progettazione strutturale. Da anni si cerca di sviluppare modelli di progettazione antisismica in grado di descrivere queste azioni restringendo il range probabilistico ed avvicinarsi sempre più alla reale risposta strutturale.

Ai fini della prevenzione è necessario dapprima suddividere sismicamente il territorio Italiano e, successivamente, prevedere ad una corretta progettazione antisismica per le nuove costruzioni e un valido adeguamento/miglioramento sismico per edifici esistenti. In verità, in Italia le normative antisismiche sono state emanate o perfezionate solo in seguito a terremoti di elevata magnitudo instaurando così un rapporto causa-effetto tra evento sismico e norma corrispondente. In base alle informazioni in esse contenute è possibile riscontrare la seguente classificazione:

NORME	OBIETTIVO	PERIODO
I GENERAZIONE	PURAMENTE DESCRITTIVE	PRIMA DEL 1960
II GENERAZIONE	PRESTAZIONALI A SINGOLO LIVELLO	DAL 1960 AL 1980
III GENERAZIONE	PRESTAZIONALI A DOPPIO LIVELLO	DAL 1980 AL 2000
IV GENERAZIONE	PRESTAZIONALI MULTILIVELLO	DOPO IL 2000

Tabella 1 - Classificazione convenzionale Norme Antisismiche

Le prime normative emanate a livello cronologico sono rappresentate dalle norme di prima generazione contenenti specifiche per una corretta messa in sicurezza delle zone colpite dal sisma e

non veri e propri modelli di progettazione antisismica. Solo successivamente al terremoto Siculo-Calabro del 1908, di intensità pari a 7.2 gradi della scala Richter, venne emanata la prima vera norma antisismica: Regio Decreto n°193 del 18 aprile 1909. La norma prevedeva di sottoporre le strutture a forze statiche equivalenti, applicate in corrispondenza dei punti di concentrazione della massa, capaci di rappresentare l'azione sismica. Oggigiorno tale metodo è ancora adoperato da alcuni codici di calcolo mediante gli opportuni accorgimenti e miglioramenti. Negli anni susseguenti venne emanato il Regio Decreto n°431 del 1927 che definiva le cosiddette zone sismiche, ovvero suddivisione del territorio italiano in due zone, corrispondenti a due categorie ciascuna con la rispettiva forza sismica di progetto.

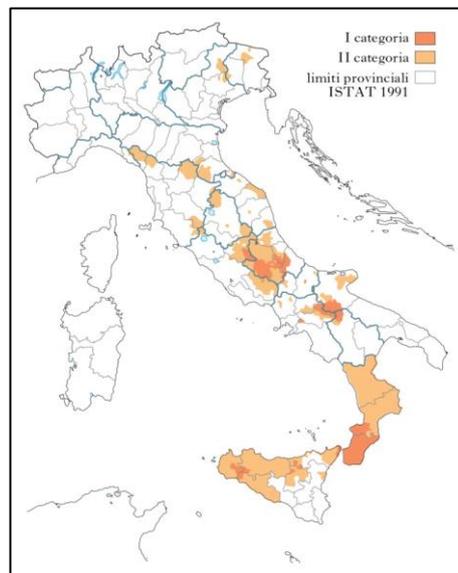


Figura 1 – Zonazione sismica secondo il Decreto Regio n°431 del 1927

Tra il 1960 e il 1980 furono emanate le norme di seconda generazione in riferimento alla legge n°64 del 2 febbraio 1974. Essendo di tipo prestazionale di primo livello, esse considerano l'azione di terremoti violenti con periodo di ritorno di 475 anni con l'obiettivo della salvaguardia delle vite umane. Adoperata ancora oggi, la legge n°64 rappresenta la legge quadro della normativa sismica italiana in quanto a partire da essa e dai successivi decreti è necessario sottolineare i numerosi sviluppi introdotti nel campo ingegneristico come: la classificazione sismica, gli effetti amplificativi del terreno, applicazione dell'analisi multi-modale in sostituzione all'analisi statica equivalente, utilizzo dello spettro di progetto in termini di accelerazione e prime nozioni in termini di

dissipazione energetica della struttura in campo plastico. Infatti, con la legge n°64 il territorio Italiano venne suddiviso sismicamente in tre zone:

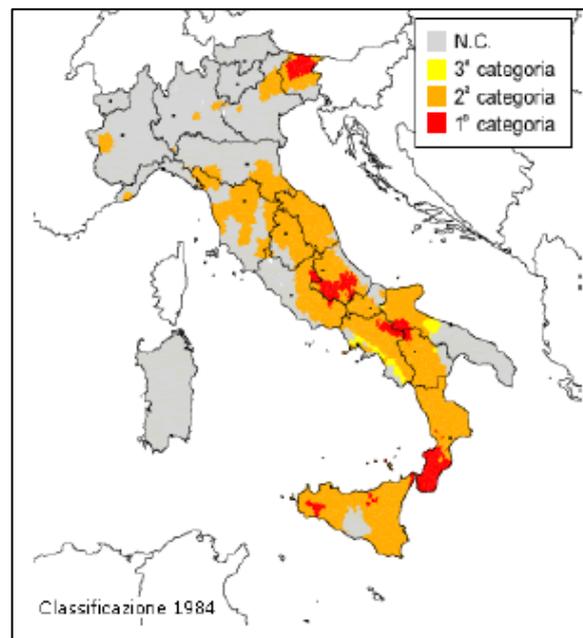


Figura 2 - Zonazione sismica secondo il DMLPP del 1984

Alle norme di terza generazione fanno riferimento sia quelle in ambito nazionale che europeo come: le norme ECCS n°54 del 1988 per le costruzioni metalliche, l'Eurocodice 8 tra gli anni 1988 e 1994, l'O.P.C.M. 3274 del 2003 e le Norme Tecniche ("Testo Unico" del 2005). Tali norme sono a doppio livello prestazionale e utilizzano il metodo di calcolo semiprobabilistico agli stati limite superando il metodo alle tensioni ammissibili. Per doppio livello prestazionale si intende lo stato limite di esercizio o di danno corrispondente ad un ridotto danneggiamento delle parti strutturali e non strutturali e lo stato limite ultimo associabile alla condizione in cui la struttura fornisca una resistenza residua pur sottoposta ad un terremoto distruttivo. La risposta del sistema è funzione in particolare di due eventi sismici: il terremoto di servizio a cui fa riferimento un periodo di ritorno di circa 70 anni e il terremoto distruttivo con periodo di ritorno di 475 anni. Con le norme di terza generazione entra in gioco l'isolamento sismico per cui si considera la probabilità che l'edificio assorba meno energia o la possibilità di controllare la risposta del sistema attuando varie strategie: utilizzo di dispositivi di dissipazione, uso di sistemi iper-resistenti o non dissipativi e, seguendo il criterio di gerarchia delle resistenze, favorendo la plasticizzazione di alcune parti della struttura e

non di altre. Le norme di terza generazione comportano un aggiornamento della classificazione sismica territoriale introducendo la zona 4.

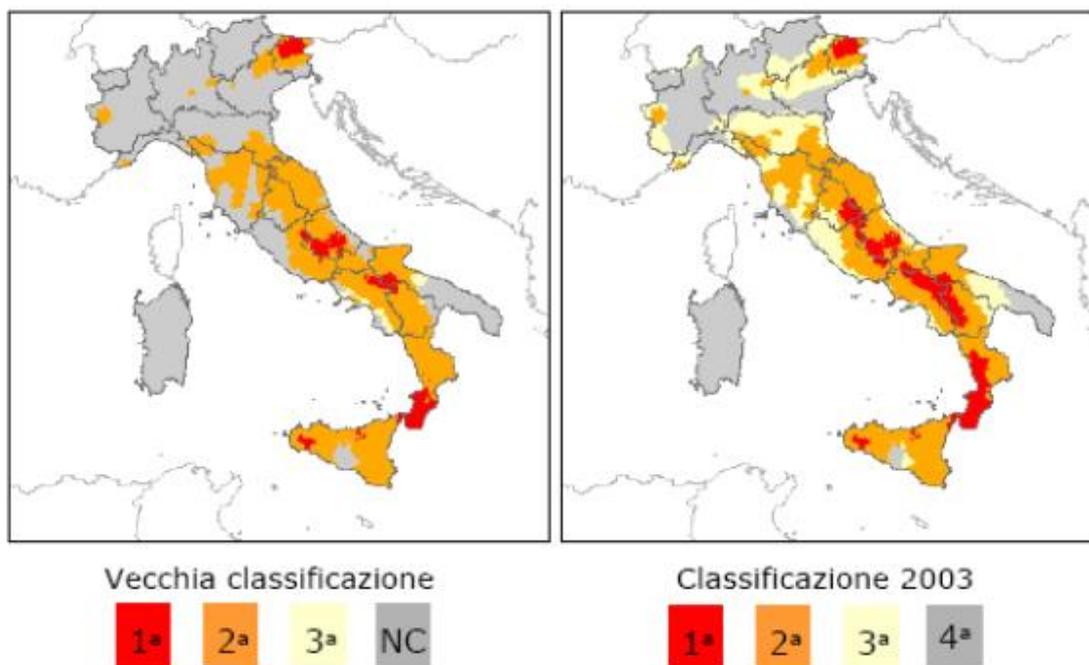


Figura 3 - Zonazione sismica successiva alle norme di terza generazione

Le norme di terza generazione hanno garantito sicuramente la possibilità di ridurre gli ingenti danni causati dagli eventi sismici su differenti tipologie edilizie ma oltre ai due stati limite, di esercizio ed ultimo, è stato necessario introdurre livelli intermedi in modo da considerare una nuova classificazione di codici, detta di multi-livello. L'obiettivo finale della nuova generazione di norme è quello della sicurezza e della salvaguardia delle vite umane. Si possono enumerare: EC8 del 2003 per edifici esistenti e le NTC2008. Queste norme fondano il progetto sismico su livelli puramente prestazionali abbandonando quindi il carattere convenzionale e prescrittivo dei metodi tradizionali. I quattro livelli prestazionali possono essere così riassunti:

LIVELLO PRESTAZIONALE	OBIETTIVO	DENOMINAZIONE
OPERATIONAL	COMPLETAMENTE OPERATIVO	SLO
IMMEDIATE OCCUPANCY	OPERATIVO E FUNZIONALE	SLD
LIFE SAFETY	SALVAGUARGIA VITE UMANE	SLV
COLLAPSE PREVENTION	PROSSIMO AL COLLASSO	SLU

Tabella 2 - Livelli prestazionali per le norme di IV generazione

I livelli di accelerazione sismica sono legati al periodo di ritorno del sisma e corrispondono ad un evento:

TIPO DI EVENTO	PERIODO DI RITORNO
FREQUENTE	DAI 25 AI 72 ANNI
OCCASIONALE	DAI 72 AD 225 ANNI
RARO	475 ANNI
MOLTO RARO	TRA 800 E 2500 ANNI

Tabella 3 - Evento e periodo di ritorno di un evento sismico

Di seguito è possibile visualizzare l'attuale mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale evidenziando l'evoluzione della normativa sismica in Italia.

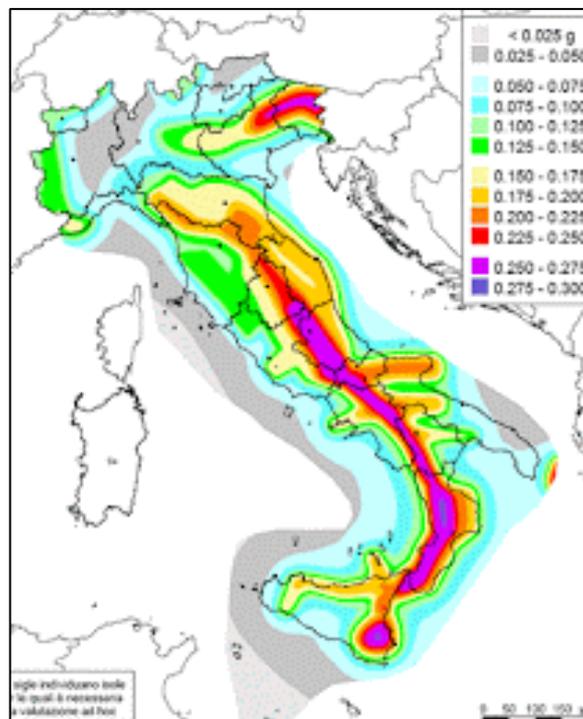


Figura 4 - Evoluzione normativa sismica Italiana

1.3 Valutazione della sicurezza per le strutture esistenti

In Italia l'adeguamento sismico degli edifici esistenti risulta essere un problema di grande attualità visto l'elevato rischio sismico presente sul territorio e l'elevata vulnerabilità del costruito storico progettato per resistere a carichi statici ma non dinamici. La normativa Italiana fornisce indicazioni sulle varie metodologie e sugli approcci da adottare in funzione dell'azione sismica e dello stato strutturale. Ad esempio, se durante il normale esercizio di una struttura si verificano eventi sismici o

interventi umani tali da modificare le caratteristiche resistenti della struttura, la normativa richiede di eseguire una valutazione della stabilità globale e locale in quanto la sicurezza strutturale potrebbe non essere più garantita. Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il 14 novembre 2014 privilegiano interventi di miglioramento per le strutture esistenti rispetto a quelli di adeguamento. Le norme considerano che la sicurezza di una costruzione esistente deve essere rivalutata ogni volta in cui si verifica un incremento della vulnerabilità della struttura dovuto a carichi statici, modifiche strutturali o eventi naturali.

Le Norme Tecniche per le costruzioni del 2008 al paragrafo §8.3 richiedono di rivalutare la sicurezza qualora si verifichi una delle seguenti condizioni:

- *Riduzione della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali o deformazioni imposte da cedimenti del terreno di fondazione;*
- *Errori di progettazione o di messa in opera;*
- *Cambio destinazione d'uso della costruzione con importante variazione dei carichi variabili;*
- *Interventi non strutturali se e soltanto se questi interagiscono con elementi strutturali.*

L'intervento che si vorrebbe realizzare, come definito al paragrafo §8.4 deve ricadere in una delle seguenti 3 categorie:

- *Interventi di adeguamento in modo da garantire la stessa prestazione di edifici di nuova costruzione;*
- *Interventi di miglioramento non rientrano nella categoria sopra menzionata in quanto si richiede di aumentare il livello di sicurezza della struttura ma non necessariamente di raggiungere le prestazioni di una nuova costruzione;*
- *Riparazioni o interventi locali per elementi isolati in modo da migliorare localmente la prestazione del singolo elemento.*

Al termine di qualsiasi intervento, sia esso di adeguamento o di miglioramento, è necessario effettuare un'analisi globale della struttura sia prima che successivamente l'intervento.

L'obiettivo di una valutazione della sicurezza è quello di stabilire se a causa di degrado, danneggiamento o altro, la struttura può continuare il suo normale esercizio senza la necessità di interventi. Per questo motivo la struttura deve essere in grado di soddisfare i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità nell'eventualità essa raggiungesse lo stato limite. Per gli edifici esistenti è necessario considerare gli Stati Limite Ultimi rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana SLV o alla condizione di collasso SLC.

La determinazione delle caratteristiche meccaniche di un edificio risulta laboriosa a causa della scarsa conoscenza della struttura e dello stato dei materiali per cui le NTC2008 al §8.5 propongono un iter progettuale che si basa sui seguenti punti:

- *Indagine conoscitiva ovvero rilievi planimetrici, strutturali e condizioni della struttura;*
- *Analisi storica seguendo le varie tappe che hanno interessato la struttura durante il suo normale esercizio;*
- *Indagine sulle fondazioni attraverso uno studio geotecnico del terreno e un rilievo delle opere di fondazione;*
- *Indagini sui materiali il cui grado di conoscenza dipende dal tipo di indagine svolta ovvero ispezioni visive, carotaggio o indagini strumentali;*
- *Analisi Ante-operam rappresentata dalla verifica strutturale dell'opera in modo da individuare il livello di azione sismica tale per cui viene raggiunto lo SLU;*
- *Progetto dell'intervento che l'ingegnere decide di operare sulla struttura in modo da aumentarne le caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità;*
- *Analisi post-operam definisce il grado di miglioramento apportato alla struttura effettuando nuovamente l'analisi in modo da definire il livello di azione sismica per il quale viene raggiunto lo SLU.*

In funzione di questi punti ed in particolare dei primi quattro è possibile determinare un certo livello di conoscenza “LC” inerente geometria, materiali, a cui segue un fattore di confidenza “FC” da utilizzare come coefficiente di sicurezza da applicare alle proprietà meccaniche della struttura. In funzione del livello di conoscenza raggiunto il progettista può scegliere il metodo di analisi da adottare rispettando i vincoli imposti dalla normativa. Infatti, per un livello di conoscenza basso è necessario eseguire una analisi globale lineare mentre per livelli superiori è possibile adoperare tutti i metodi di analisi esposti al capitolo 7.4 delle NTC2008. La motivazione di tale scelta è dettata dal fatto che gli elementi delle strutture esistenti in c.a., sottoposte ad azione sismica, possono avere un meccanismo resistente duttile o fragile per cui è necessario utilizzare la corretta analisi. Al capitolo C8.7.2.5 della Circolare 617 sono definite le classificazioni degli elementi/meccanismi duttili e fragili:

- *Duttili: travi, pilastri, pareti inflesse;*
- *Fragili: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi.*

Altro punto chiave è rappresentato dall’analisi sismica globale la quale può essere definita mediante analisi lineari o non lineari. L’analisi lineare può essere applicata mediante lo spettro di risposta elastico (fattore di struttura uguale ad 1, $q=1$) e lo spettro di risposta di progetto che si ricava da quello elastico scalando le ordinate mediante il fattore di struttura compreso tra 1.5 e 3. Nel caso di analisi non lineare tipo pushover, le verifiche degli elementi duttili/fragili vengono condotte in questo modo:

- *Per gli elementi duttili si confrontano le deformazioni indotte dalle azioni sismiche e i limiti alle deformazioni imposti da ciascun stato limite;*
- *Per gli elementi fragili si comparano gli effetti in termini di forze indotti dalle azioni sismiche con le rispettive resistenze.*

La valutazione della sicurezza viene stimata mediante il calcolo della vulnerabilità. L’indice di vulnerabilità sismica della struttura è definito come il rapporto tra la capacità della struttura e la domanda sismica allo stato limite ultimo.

Nel caso di analisi lineare la vulnerabilità sismica è ottenuta come il rapporto tra sollecitazione ultima e quella di calcolo per ogni elemento:

$$V = (R_d / E_d)_{\min}$$

Dove R_d e E_d indicano le resistenze e le sollecitazioni con riferimento ad ogni singolo elemento. Il valore da considerare di vulnerabilità sismica è rappresentato dal minimo valore tra tutti quelli determinati per ciascun elemento. Nei casi in cui l'indice di vulnerabilità risulta essere inferiore all'unità allora la struttura non presenta sufficiente resistenza nei riguardi del corrispondente evento sismico. Un modo più accurato per poter determinare la vulnerabilità sismica è quello di definire il rapporto tra grandezze che misurano la capacità della struttura con quelle che identificano la domanda in condizioni sismiche. Il tutto può essere valutato considerando il periodo di ritorno dell'evento sismico o l'accelerazione di picco al suolo PGA:

$$\alpha_{TR} = T_{R(C)} / T_{R(D)}$$

$$\alpha_{TR} = PGA_{(C)} / PGA_{(D)}$$

Il periodo di ritorno $T_{R(D)}$ e l'accelerazione di picco al suolo $PGA_{(D)}$ fanno riferimento allo spettro sismico di progetto mentre quelli con pedice C sono il periodo di ritorno e la peak ground acceleration che conducono la struttura al raggiungimento dello stato limite.

2. Riccardo Morandi: Padiglione V

2.1. Riccardo Morandi

L'attività professionale dell'Ingegnere Riccardo Morandi si estende su un periodo di circa sessant'anni, dalla fine degli anni '20 alla fine degli anni '80, in cui realizza numerose opere, da strutture a ponti, e consegue un brevetto sul cemento armato precompresso. In seguito al conseguimento della laurea in Ingegneria a Roma nel 1927 si trasferisce in Calabria nel 1928 per il risanamento delle strutture danneggiate dal sisma del 1908 (Terremoto siculo-calabro)³ ed in particolare si occupa della Chiesa di S. Nicola a Roccella.

Terminata la parentesi calabrese, nel 1931 fece ritorno a Roma per continuare gli studi sul cemento-armato in quanto il nuovo materiale andava sempre più diffondendosi nell'edilizia civile. A Roma fu forte la collaborazione con Magrini, costruttore di strutture in cemento-armato, il quale finanziò le sperimentazioni dell'Ingegnere per la costruzione di opere⁴ in cemento armato. (Giorgio Boaga 1962)

La prima opera realizzata interamente da Morandi è la Chiesa di S. Barbara a Colleferro del 1934 in cui mostra i vantaggi statici ed architettonici del nuovo materiale specialmente nella realizzazione del pronao e del campanile con solette a faccia vista e spessori ridotti.



Figura 5 - Chiesa di S. Barbara a Colleferro, Roma, 1934

³ Terremoto del 1908 di 7.2 gradi Richter colpì le zone di Messina e Reggio Calabria, fonte tratta dal sito www.ingv.it

⁴ Cinematografo Odescalchi, Roma, 1932; Autorimessa Piccini, Roma, 1932

Contemporaneamente alla Chiesa di S. Barbara, l'Ingegnere si dedicò alla realizzazione di cinematografi e stabilimenti industriali a Roma tra cui: il Cinematografo Odescalchi nel 1932, l'Autorimessa Piccini nel 1932 e il Cementificio nel 1935.

“L'espressione architettonica di queste opere si affidava però ancora quasi esclusivamente alla soluzione di problemi funzionali ma, nonostante la semplicità e scarsezza delle forme, la loro realizzazione impose una continua lotta con committenti ed appaltatori che, non ancora preparati a una nuova espressività e non possedendo cognizioni teoriche tali da poterla comprendere e giustificare appieno, le giudicavano purtuttavia eccessivamente audaci ed elaborate”. (Giorgio Boaga 1962)

Il periodo antecedente la seconda guerra mondiale è caratterizzato da incertezze sia dal punto di vista realizzativo che teorico infatti Morandi incentrò la propria attenzione sul «calcolatore di cemento armato» e, studiando l'interazione terreno-struttura, divenne esperto in fondazioni su pali. I primi studi sul cemento armato precompresso vennero condotti solo intorno al 1936.

Forte della sua conoscenza in merito al cemento armato ebbe incertezze su come il calcolatore potesse intendere le reali capacità e caratteristiche del cemento armato. Infatti, è interessante riportare il pensiero dello stesso Ingegnere descrivendo il contesto professionale nei suoi primi anni di lavoro:

“Un residuo di mentalità positivista, una letteratura tecnica, specialmente tedesca, fondata su una casistica tabellata, faceva sì che tutti quei casi in cui capolavori d'Ingegneria erano anche e soprattutto capolavori di Architettura (il ponte sul Firth of Forth⁵, il viadotto sul Truyerè a Garabit di Eiffel⁶, i ponti di Maillart⁷, gli Hangar di Orly di Freyssinet⁸, il ponte Risorgimento di Roma di Hennebique⁹, le prime opere di Nervi) non fossero ancora entrati nella considerazione di critici e di

⁵ Firth of Forth bridge è un ponte ferroviario a sbalzo del 1890 realizzato in Scozia

⁶ Viadotto sul Truyerè è un ponte ad arco in ferro realizzato tra il 1880 e 1884 in Francia

⁷ Ponte Stauffacher, Zurigo, 1899; Ponte Salginatobel, Schiers (Svizzera), 1930; Ponte di Vessy, Veyrier (Svizzera), 1936

⁸ Hangar Airship a Orly, Francia, 1923

⁹ Ponte Risorgimento è stato uno dei primi ponti in cemento armato in Italia, Roma, 1909-1911

uomini di cultura, i quali ancora dissertavano sugli stili del Vignola¹⁰ e sulle loro applicazioni anche se sotto timpani e archi classicheggianti una robusta trave di calcestruzzo armato, accuratamente nascosta, ne sostituiva egregiamente la funzione statica. La nostra è stata una generazione che si è dovuta liberare da una preparazione falsata da pregiudizi e erronee distinzioni per raggiungere un proprio stile differenziato affidato essenzialmente, ma non unicamente, alla intuizione statica, al sentimento della struttura e alla possibilità di trovare conferma alla propria invenzione nel calcolo: ma il calcolo, questa parola misteriosa per i non iniziati e in nome della quale si sono sciupate e si seguitano a sciupare tante realizzazioni di bellissimi temi, può mai essere considerato un fattore assoluto di determinazione della forma di una struttura, quando risulta ampiamente dimostrato che essa è fondata sulla consapevole sensibilità di chi progetta, architetto o ingegnere che sia?”. (Giorgio Boaga 1962)

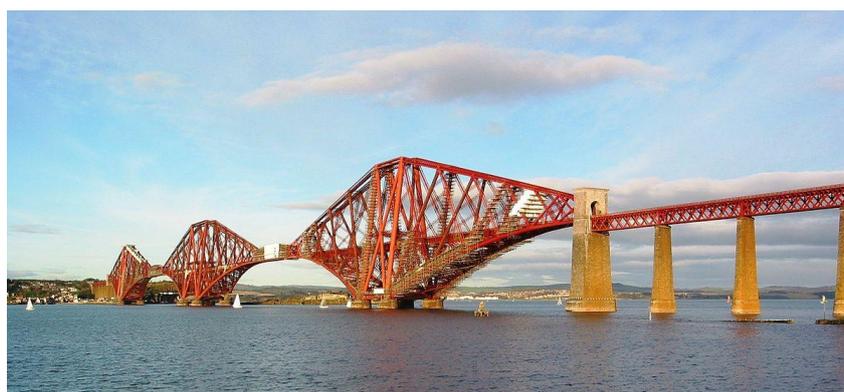


Figura 6 - Firth of Forth Bridge, Scozia, 1890



Figura 7 - Viadotto sul Truyerè, Garabit, Eiffel, 1880/84

¹⁰ Jacopo Barozzi da Vignola, detto comunemente il Vignola, è stato architetto, teorico dell'architettura e trattatista italiano.

Consapevole della sua capacità costruttiva e realizzativa, Morandi continuò nel suo percorso di crescita e formazione, convinto di poter raggiungere i più grandi ingegneri e architetti italiani e proprio al termine del conflitto mondiale si presentò la possibilità di dimostrare il proprio valore. Infatti, successivamente gli anni della guerra, era necessaria una ricostruzione lungo tutto il territorio Italiano e numerosi ingegneri ebbero la possibilità di potersi cimentare in svariate realizzazioni mostrando tutte le loro abilità progettuali, architettoniche e realizzative. La costruzione di ponti e viadotti fu la scintilla che garantì a Morandi di poter mettere in campo tutte le sue conoscenze e le sue abilità conseguite negli anni precedenti e, per tale motivo, le strutture dell'Ingegnere vennero sempre più apprezzate da committenti e appaltatori, i quali gli offrirono largo spazio nel periodo cosiddetto della "rinascenza italiana" del dopoguerra. (Giorgio Boaga 1962)

Grazie alle sue abilità di Ingegnere ed Architetto, Morandi conquistò le autorità nazionali le quali gli garantirono il riconoscimento internazionale mediante cui riuscì a realizzare opere anche oltre i confini italiani come ad esempio: il ponte sullo Stoerm River nell'Africa del Sud nel 1953/54, le strutture dell'Aeroporto Internazionale di Fiumicino nel 1954, il ponte attraverso la laguna di Maracaibo in Venezuela nel 1957, il salvataggio dei Templi Egizi nel 1961 e il Viadotto del Polcevera a Genova nel 1960/64.



Figura 8 - Ponte "General Rafael Urdaneta" sulla laguna di Maracaibo, Venezuela, 1957

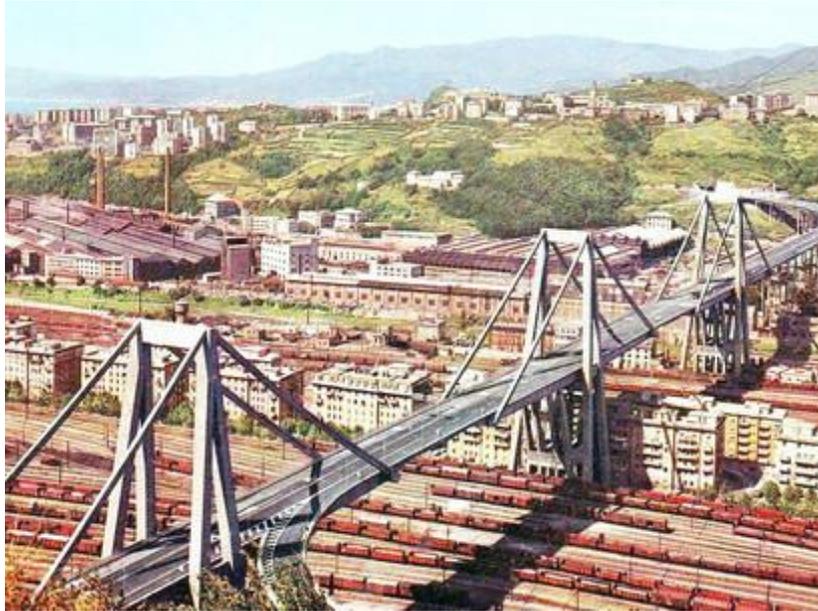


Figura 9 - Viadotto del Polcevera, Genova, 1960/64



Figura 10 - Ponte sullo Stoerm River, Africa del Sud, 1953/54

Tutte queste opere rappresentano lo spunto per chiunque voglia mettersi in gioco nel campo civile ed architettonico in quanto Morandi non va a ricercare la semplicità o la ripetizione ma pone al centro del suo progetto innovazione e stupore.

“Seppur strano nelle sue prime opere propose nuove soluzioni tali però da non produrre alcun contributo innovativo ma, con il passare degli anni, seppe distaccarsi sempre più dal mondo

tradizionalistico delle costruzioni inserendo idee e proposte innovative tali da arricchire il complesso architettonico". (Giuseppe Imbesi 1991)

Il vero e proprio contributo di Morandi si manifesta nelle strutture di grande luce, con impalcati di luce maggiore, dimensioni geometriche degli elementi ridotte mediante il connubio tra componenti di pressione e pretensione e adoperando pile inclinate rispetto a quelle tradizionali verticali. Tutte queste particolarità costruttive e progettuali possono essere studiate dando uno sguardo alle sue strutture ed apprezzando a livello cronologico una progressiva crescita e uno sviluppo armonioso tra le varie componenti.

“La personalità di Morandi si inserisce nel filone dei «costruttori» delle grandi opere di cemento armato che, prendendo l’inizio da François Hennebique, prosegue con le figure di Robert Maillart, Eugène Freyssinet, Eduardo Torroja, Pier Luigi Nervi, Felix Candela”. (Giuseppe Imbesi 1991)

Come definito da Giulio Ceradini¹¹ questi grandi pilastri del mondo architettonico-ingegneristico, pur concentrando il loro lavoro in diversi periodi, mostrano tutti un comune denominatore: creatività pratica, limitato utilizzo dei materiali, nuove architetture.

Ricostruendo un excursus temporale dell’epoca, nel decennio tra il 1945 e il 1955 la tipologia strutturale dominante è rappresentata dalle strutture ad arco. (Giuseppe Imbesi 1991)

Negli anni successivi Morandi focalizza l’attenzione sulla trave precompressa isostatica mentre negli ultimi anni concentra gli sforzi su strutture strallate e a tenda. Durante il primo decennio, precisamente nel 1948, riuscì ad ottenere il primo brevetto sul sistema di precompressione a cui viene associato il suo nome e, grazie a tale tecnica, realizzò numerose strutture da ponti a costruzioni industriali. Alcuni anni dopo, nel 1953, ebbe la possibilità di dirigere i lavori per l’adeguamento di un’ala dell’Arena di Verona adoperando la precompressione. Nel 1957, grazie alle sue idee architettoniche e alla sua notorietà in ambito progettuale, vinse il concorso per la realizzazione del ponte General Rafael Urdaneta in Venezuela sul lago Maracaibo.

¹¹ Giuseppe Imbesi, Maurizio Morandi, Francesco Moschini: “Innovazione, Tecnologia e Progetto”, Roma, 1991



Figura 11 - Ponte "General Rafael Urdaneta" sulla laguna di Maracaibo, Venezuela, 1957

I primi ponti ad arco realizzati dal Morandi, tra il 1952-53, seguono schemi tradizionali come: il Ponte della Lupara vicino Arenzano e il Ponte sul Sambre tra Firenze e Bologna. Successivamente realizzò il ponte Nuova Repubblica di Caracas del '53 e quello sullo Storms River presso Elizabethville, quest'ultimo realizzato con il procedimento senza centina. Maggiore interesse suscitavano i ponti a travata bilanciata vicini a quelli realizzati precedentemente da Freyssinet. Due esempi di tale tipologia sono il ponte sul Cerami in provincia di Enna e il ponte Amerigo Vespucci sull'Arno, rispettivamente del '53 e del '54-56.



Figura 12 - Ponte Amerigo Vespucci, Firenze, 1956

Al termine del '50 è possibile ammirare la piena maturità di Morandi con le cosiddette strutture a trave bilanciata come il ponte sul Vella a Sulmona, il cavalcavia della Via Olimpica a Roma e nel Padiglione V a Torino.

In seguito a tali realizzazioni Morandi pose al centro del proprio lavoro le strutture strallate in modo da poter realizzare luci sempre più spinte. L'introduzione dei ponti in acciaio può essere attribuita agli ingegneri tedeschi mentre l'evoluzione dei ponti strallati non può che considerarsi opera di Morandi. (Giuseppe Imbesi 1991)

Le prime due grandi opere strallate di Morandi sono il ponte in Svezia del 1955 e il grandissimo progetto del ponte di Maracaibo del 1958. Quest'ultima opera risulta essere una delle più maestose in cemento armato precompresso con una lunghezza di circa nove chilometri, cinque campate ognuna di circa 230 m. Struttura simile risulta essere il Viadotto di Polcevera anche se in questo caso la precompressione è inglobata all'interno di una guaina di cemento armato come protezione dalla corrosione. Un'altra meravigliosa struttura di Morandi intorno agli anni '60 è il ponte di Wadi Kuff a tre campate rispettivamente di 120 m le due campate esterne e di 282 m quella centrale. Questo ponte risulta avere la lunghezza massima delle campate che Morandi è riuscito a raggiungere con lo schema strallato. Tra il 1962 e 1964 sono da ricordare le due autorimesse dell'aeroporto di Fiumicino.

L'ultimo periodo di Morandi può essere definito tra gli anni settanta e gli anni novanta in cui si può notare una evoluzione nelle idee dell'Ingegnere ma, soprattutto, visti i numerosi incarichi sia pubblici che privati, egli non riuscì a controllare il connubio tra progettazione e processo costruttivo. Anche se non furono portati a termine, sono numerosi i progetti degni di nota, come la stazione ferroviaria di Bagdad e il ponte sullo Sharm Ohbur in Arabia Saudita.

2.2. *Innovazione e tecnologia*

Le continue scoperte in campo scientifico e tecnologico hanno spinto l'uomo alla ricerca della perfezione e dell'instancabile voglia di raggiungere traguardi sempre più inaccessibili. Tale impeto

si riscontra anche in ambito civile con la continua ricerca di nuovi materiali, diverse modalità di messa in opera, definizione di nuovi schemi strutturali ma, soprattutto, rivoluzionarie forme architettoniche.

“Per questo motivo non credo che esista, in questo campo, la figura dell’«inventore» così come siamo abituati a pensarlo nel campo delle scienze moderne o, più genericamente, in quello delle applicazioni industriali. Esistono invece Personaggi che grazie alla loro sensibilità, intuizione e visione critica dei problemi sono in grado di fare una sintesi delle conoscenze maturate ad una certa data e di capire il corretto uso dei nuovi materiali. In questo modo essi possono realizzare, per primi, quelle opere che caratterizzano la storia delle innovazioni tecnologiche e che servono da modello per la produzione corrente”. (Giuseppe Imbesi 1991)

Una delle figure che va ad immortalare tale immagine descritta da Petrangeli¹² è quella di Riccardo Morandi esperto interessato di tutte le evoluzioni in ambito costruttivo e degli sviluppi architettonici che andavano via via modificando il corso della storia.

Per descrivere correttamente le innovazioni tecnologie e sperimentali, sia in ambito strutturale che architettonico, è necessario suddividere le varie ricerche in altrettanti punti chiave.

Uno dei primi punti su cui focalizzare l’attenzione è rappresentato dal cemento armato precompresso in quanto da prove sperimentali si era visto che prima di sottoporre il materiale a carichi, inducendo nel calcestruzzo delle pre-sollecitazioni, era possibile conferire resistenze a sforzi di trazione assenti o molto bassi nel materiale di partenza. In base a tale teoria vennero effettuate varie sperimentazioni tra cui bisogna ricordare quella sui cavi di pre-tensione che veniva effettuata mediante scariche elettriche implicando un pre-riscaldamento dell’acciaio.

I primi brevetti per il cemento armato precompresso sono da attribuire a P.H. Jackson negli Stati Uniti nel 1886 e W. Döhring nella Germania nel 1888, i quali svilupparono varie formulazioni in grado di definire i benefici in termini di resistenza del materiale. Altre sperimentazioni vennero brevettate negli anni a seguire ma la vera diffusione del cemento armato precompresso avvenne solo

¹² Mario P. Petrangeli Ingegnere, Professore di “Teoria e progetto di Ponti”, Università La Sapienza, Roma

negli anni successivi in quanto gli studi e le prove, condotti negli anni precedenti, risultarono insufficienti a lungo termine a causa degli effetti viscosi che azzeravano i vantaggi introdotti con la precompressione. Uno dei maestri che si occupò di tale problematica fu Freyssinet il quale avviò i propri studi sin dal 1911 e le proprie sperimentazioni culminarono nella definizione del brevetto del 1939-1940 in cui sottolineava l'importanza dell'utilizzo dei coni di ancoraggio per i cavi post-tesi. La nuova modalità costruttiva trovava largo spazio nella maggior parte dei paesi Europei mentre in Italia stentò a decollare ma, dopo alcuni anni, il primo contributo fu apportato da Colonnetti con l'utilizzo di tubi precompressi con fili avvolti ad elica. In Italia, il boom del cemento armato precompresso avvenne solo nel dopoguerra e il protagonista indiscusso fu Riccardo Morandi il quale dopo innumerevoli sperimentazioni elaborò il primo brevetto nel 1948. Sempre nello stesso anno, Morandi ebbe la possibilità di mettere a fuoco le basi teoriche realizzando un capannone con portali incastrati in modo da studiare quale grado di iperstaticità fosse presente all'interno della struttura. Infatti, il vero ringraziamento da attribuire al Morandi è quello di aver intuito i grandi vantaggi e benefici che si potevano ottenere mediante la nuova modalità costruttiva ma, soprattutto, risultano di fondamentale importanza gli esempi da lui stesso realizzati. Infatti consultando i fascicoli dell'AITEC – Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento – salta subito all'occhio che ben 8 dei 36 ponti in esso illustrati sono stati progettati da Morandi e risultano essere, ancora oggi, spunto per chiunque voglia realizzare una struttura in cemento armato precompresso. Diversi sono gli esempi: il ponte sul Liri a S. Apollinare del 1956, il ponte Amerigo Vespucci a Firenze, la mensa della caserma Di Tommaso a Roma nel 1950 e il cinema Maestoso del 1955.

Il secondo punto può essere rappresentato dalle strutture strallate dove anche in tale contesto Morandi ha saputo fornire il proprio contributo. L'idea di ponte strallato è da attribuire ad un architetto veneziano, Faustus Verantius, il quale intorno al 1600 ebbe l'intuizione di ipotizzare una trave da ponte sospesa sostenuta da catene inclinate che partono da due torri in muratura. Altri esempi di ponti strallati possono essere ricondotti ad un ponte interamente costruito in legno in Germania nel 1784 e, successivamente, all'inizio del 1800 fu realizzata una passerella in acciaio

grazie a Reapoth e Brown, due ingegneri anglosassoni. I ponti strallati si andavano diffondendo a macchia d'olio ma a causa di due crolli, in Inghilterra¹³ e in Germania¹⁴, a tale tipologia costruttiva si preferiva quella dei ponti sospesi come affermava lo stesso Navier. Seppur numerose critiche vennero rivolte nei riguardi della tipologia strallata, altrettanti furono gli ingegneri che continuarono ad adoperarla ed un esempio eloquente è rappresentato da John Roebling che affiancò agli stralli il cavo di sospensione. L'esempio emblematico è rappresentato dal ponte di Brooklin a New York. Per la completa affermazione del ponte strallato bisogna attendere la fase successiva al secondo dopoguerra. Nel 1955 viene ultimata la realizzazione del ponte strallato in acciaio in Svezia grazie a Dischinger, nel 1959 venne realizzato il ponte sul Reno a Colonia mentre Morandi stabilì inizio dei lavori sulla Laguna di Maracaibo nel 1957 completandoli nel 1961.

“L'importanza del contributo di Morandi consiste nell'aver, per primo, intuito appieno le potenzialità strutturali e statiche offerte dal c.a.p., mentre, principalmente in Germania, si pensava ad un suo uso esclusivamente nel campo dell'acciaio”. (Giuseppe Imbesi 1991)

Morandi, infatti, adoperava tale modalità costruttiva sia per il ponte sulla Laguna a Maracaibo che per il ponte Polcevera a Genova facendo leva non solo su un'unica campata ma considerando diverse luci e differenti elementi indipendenti gli uni dagli altri. Ogni campata può essere vista come una trave a sbalzo da entrambi i lati in modo simmetrico sorretta da una torre che funge da cavalletto in cui si innestano vari stralli. Tale schema risulta essere di particolare importanza in quanto verrà utilizzato da Morandi anche per la realizzazione delle grandi coperture.

Il terzo punto fa leva sulla concezione Architettonica di Morandi in quanto egli stesso definisce in una conferenza di essere consapevole di navigare tra due mondi: Ingegneria e Architettura.

“Il principale scopo della mia ricerca è sempre stato il raggiungimento dei migliori risultati sia dal punto di vista stilistico che da quello tecnico, sempre applicando i più moderni procedimenti

¹³ Crollo di una passerella pedonale strallata sul fiume Tweed, Inghilterra, 1818

¹⁴ Crollo di un ponte di 77 m di luce sul fiume Saale, Germania, 1824

dell'arte del costruire, alla quale io credo di aver contribuito con qualche idea originale". (Giuseppe Imbesi 1991)

2.3 Storia del cemento armato e cemento armato precompresso

Tra il 1850 e il 1900 in Europa e negli Stati Uniti tecnici ed Ingegneri rivolsero particolare attenzione su un nuovo materiale dato dalla combinazione di due prodotti: cemento e profilato di ferro da cui il nome béton armato. (Iori 2001)

In questi primi anni, l'Italia non ebbe un ruolo di rilievo nello sviluppo e nell'elaborazione di brevetti o elaborati scientifici atti allo sviluppo del nuovo materiale ma seguì con molto interesse le vicende legate ai nuovi studi. Negli anni successivi, Francois Hennebique, un Ingegnere francese, grazie ad un innovativo brevetto catturò l'attenzione di una vasta rete di concessionari anche in Italia. (Iori 2001)

Per comprendere l'idea e la critica apportata dall'ingegnere in tale contesto è necessario suddividere l'evoluzione del conglomerato cementizio armato in vari periodi:

- Il primo periodo caratterizzato da "inventori e sperimentatori" alla fine dell'Ottocento;
- Il secondo rappresentato dalle "prime realizzazioni": solai, travi, ecc agli inizi del Novecento;
- Il terzo delineato dallo "sviluppo delle teorie e dei metodi di calcolo" in campo elastico con la formulazione dei primi brevetti dal 1910 al 1930;
- Il quarto ed ultimo periodo definito dalle "teorie elasto-plastiche e stati di coazione impressi" con la realizzazione delle strutture precomprese.

Hennebique può essere collocato nel secondo contesto delineando i principi e le ipotesi alla base della propria teoria basata su una "razionale disposizione del ferro nel conglomerato". (Riccaro Nelva 1990)

Le fondamenta della teoria di Hennebique andavano a delineare una costruzione in cui l'elemento resistente fosse costituito da una ossatura portante monolitica, il conglomerato cementizio armato,

che andasse ad inglobare gli altri elementi resistenti: pilastri, travi, solai e fondazioni. L'ingegnere forniva indicazioni anche per tutti gli elementi costituenti la struttura. Per esempio, i pilastri erano costituiti da un'armatura metallica longitudinale, le barre, mantenuta in posizione mediante armature trasversali metalliche o filo di ferro; le travi erano collegate monoliticamente con i solai in modo da formare delle sezioni resistenti a "T" andando ad ordire la struttura nelle due direzioni. I ferri presenti all'interno delle travi erano gli stessi adoperati per i pilastri ma per entrambi gli elementi Hennebique prevedeva ancoraggi a ganci ben definiti. I metodi di calcolo si basavano su formulazioni empiriche dedotte dalle continue sperimentazioni formulate dall'Ingegnere ma comunque non così lontani dagli usuali metodi di progetto alle tensioni ammissibili.

Il 1867 rappresenta l'anno in cui numerosi studi e sperimentazioni culminarono nella pubblicazione del primo brevetto sul cemento armato ad opera di Monier¹⁵ anche se la sua idea era lontana dagli standard e dalle metodologie adoperate oggi per il materiale composito. Infatti, la linea guida di Monier era quella di realizzare elementi, come vasi e recipienti, in cui il cemento fungeva non da elemento resistente ma da protezione e rivestimento per tondini di piccolo diametro. Un importante passo avanti nella storia del cemento armato si verificò intorno al 1880 quando Monier depositò un secondo brevetto che viene considerato dai tecnici come fondamentale per lo sviluppo del cemento armato. Un contributo importante al brevetto Monier fu apportato da Matthias Koenen¹⁶ il quale partiva dall'ipotesi che il cemento avesse scarsa resistenza a trazione. L'Ingegnere considerava l'ipotesi che una trave inflessa di solo cemento dovesse avere uno spessore maggiore nella zona di trazione comparata con quella di compressione. Invece, realizzando la stessa trave inflessa in cemento armato, lo spessore delle due zone (compressione e trazione) era pressoché lo stesso dimostrando come il connubio tra cemento e armatura offrisse buona resistenza a trazione assente o quasi nulla nel solo cemento di partenza. Il brevetto Monier fu accompagnato oltre che negli aspetti

¹⁵ Joseph Monier fu un giardiniere francese riconosciuto come il primo ideatore del cemento armato. Nel 1867 ottenne il primo brevetto riguardante la costruzione di vasi e di recipienti in cemento armato con armatura di ferro presentati all'Esposizione Universale di Parigi, 1867, fonte tratta da www.wikipedia.it

¹⁶ Matthias Koenen è stato un ingegnere tedesco definito come il fondatore della tecnologia delle costruzioni in cemento armato, fonte tratta da www.wikipedia.it

teorici anche nella realizzazione di alcune opere come ad esempio: il solaio di una biblioteca ad Amsterdam nel 1886, le coperture di alcune officine a Lipsia, la passerella all'Esposizione Industriale di Brema del 1890 e il ponte a Wildagg in Svizzera con una luce di 27 m. Intanto negli stessi anni continuarono gli studi sul nuovo materiale fino a giungere alla definizione di un nuovo brevetto nel 1886 grazie a Jean Bordenave per le costruzioni idrauliche e nel 1889 grazie a Paul Cottancin per la definizione di una nuova disposizione dei ferri. In Italia, i primi studi sui leganti idraulici cominciarono nel 1846 nella zona di Casal Monferrato, in Piemonte, dove grazie ai giacimenti di marna si riuscivano ad ottenere direttamente cementi a rapida e lenta presa. La prima produzione industriale avvenne nel 1858 grazie alla Società delle Ferrovie.

Tutti i brevetti menzionati in precedenza non rappresentavano la vera e propria svolta nell'utilizzo del cemento armato ma per comprendere le reali potenzialità di questo materiale bisogna giungere al 1892 grazie a Francois Hennebique il quale definì un brevetto per la realizzazione delle travi in cemento armato. Con Francois Hennebique si ebbe una reale e concreta idea dell'utilizzo del nuovo materiale in quanto egli studiava elementi lineari come travi e pilastri differenti dall'unico elemento bidimensionale considerato fino ad allora, la soletta. Tale brevetto faceva leva sul concetto che il cemento avesse grande resistenza a compressione e scarsa a trazione mentre l'armatura risultasse l'elemento con elevata resistenza a trazione e più bassa a compressione.

La diffusione del cemento armato si ebbe nel periodo tra il 1900 e il 1915 con l'introduzione di nuovi manuali per l'Ingegnere. L'affermazione definitiva in Italia avvenne in seguito al terremoto di Messina e di Reggio Calabria del 1908. In seguito al sisma, gli edifici vennero distrutti senza fornire alcuna resistenza all'azione sismica dimostrando l'incapacità e l'inadeguatezza delle misure antisismiche adottate negli anni passati. Infatti, negli anni che precedettero il sisma, l'utilizzo del cemento armato nel campo civile era limitato ed adoperato solo per alcune tipologie edilizie come fabbriche, coperture di grande luce ed alcuni elementi isolanti all'interno degli edifici come i solai. Il problema sismico diede un forte impatto sulla diffusione del nuovo materiale in quanto il cemento armato si presentava leggero ma resistente, elastico ma monolitico presentando tutte le potenzialità

antisismiche necessarie alla ricostruzione del terremoto. Il telaio di cemento armato divenne la soluzione per realizzare strutture antisismiche. Mentre nelle zone di Messina e Reggio Calabria era ancora in corso la ricostruzione, nel 1915 un nuovo terremoto¹⁷ colpì diverse regioni Italiane e le uniche strutture ad avere una buona risposta antisismica furono quelle realizzate in cemento armato seppur progettate senza seguire una precisa norma antisismica. In seguito alla corretta risposta sismica da parte di queste nuove strutture, in Italia, il telaio in cemento armato con tamponatura in muratura divenne la soluzione ideale per la ricostruzione post-terremoto. Questo processo realizzativo divenne la prassi per l'edilizia civile ma sulla costruzione di ponti era presente ancora una elevata incertezza sia sul comportamento statico che sul composto calcestruzzo-armatura. Diversi ponti vennero realizzati nei primi del Novecento come il ponte sulla Bormida presso Millesimo nel 1902 e quello sull'Astico presso Calvene nel 1907 ma, nel 1911, grazie ad Hennebique fu realizzato il Ponte Risorgimento, una struttura ad arco ribassato, con una luce di 100 m doppia rispetto ai ponti precedenti che mantenne il record in tutto il mondo per circa un decennio. In Italia in tale periodo fu importante la figura di Pier Luigi Nervi il quale si occupò della realizzazione di ponti e di altre opere in cemento armato. Come affermava lo stesso Nervi:

”Il cemento armato è il più bel sistema costruttivo che l'umanità abbia saputo trovare fino ad oggi ma dopo tanti anni di continuo progettare e costruire nei diversi campi del cemento armato, il reale ed effettivo funzionamento di una struttura iperstatica dipende da tante e così mutevoli condizioni e circostanze esecutive da essere a priori assolutamente indeterminato”. (Iori 2001)

Pier Luigi Nervi durante la fase progettuale studiò il cemento armato anche dal punto di vista teorico e sperimentale dimostrando i limiti della teoria di calcolo classica mostrando una tesi teorica alla “Hennebique” per la definizione dei problemi progettuali. Innanzitutto, l'Ingegnere intuì che per un corretto sfruttamento di tutte le potenzialità del cemento armato era necessario risolvere dapprima l'onere delle casseformi per le strutture gettate in opera. Nel 1939 Nervi sopperì a tale problematica utilizzando, per alcune aviorimesse ad Orvieto, una nuova modalità costruttiva ovvero

¹⁷ Terremoto del 1915 di magnitudo tra 6.5 e 4.3 nei pressi di Fucino, fonte tratta da sito www.ingv.it

gli elementi prefabbricati. In questo modo era possibile ridurre i costi dell'opera ma soprattutto gli elementi venivano assemblati direttamente in cantiere con l'utilizzo solamente di un piccolo getto di conglomerato ad alta resistenza in modo da garantire la continuità strutturale. Anche tale soluzione non soddisfaceva pienamente l'Ingegnere in quanto egli cercava l'ottimo sia dal punto di vista estetico che realizzativo. Infatti mentre molti studiosi ipotizzavano un composto costituito da minor quantitativo di ferro e maggiore di cemento, Nervi iniziò a lavorare in direzione opposta considerando una combinazione con molto ferro e poco cemento trovando elevata resistenza e grande flessibilità realizzando così il "ferrocemento". In realtà Nervi continuava inconsapevolmente gli studi elaborati negli anni precedenti da Monier il quale considerava una carcassa metallica resistente di per sé irrigidita solamente da un sottile strato di cemento. Infatti, anche Nervi presentava la combinazione in questo modo:

"Multipli strati di rete sovrapposti gli uni agli altri fino a costituire uno spessore praticamente uguale a quello della soletta, il tutto cementato con ottima malta di cemento e rena". (Iori 2001)

Nervi con le sue sperimentazioni presentava un materiale omogeneo, isotropo ed elastico per cui le solette erano capaci di sostenere sollecitazioni di compressione ma anche di trazione. Rispetto al cemento armato, con il ferrocemento era possibile ottenere maggiori deformazioni, meno fessurazioni, migliori caratteristiche meccaniche, ottima riserva plastica ma soprattutto si presentava libero dalla cassaforme. Tali capacità garantirono a Nervi di approfondire una nuova tecnica tale da sviluppare strutture resistenti per forma con solette ondulate e sagomate diametralmente opposte alle nervature principali precedenti, pesanti e robuste. Il complesso diventava così economicamente più vantaggioso in quanto le solette sottili e sagomate ottimizzavano il materiale seguendo il flusso delle tensioni, riducevano il quantitativo di calcestruzzo e di ferro e i ridotti volumi diminuivano le dimensioni degli elementi portanti. Nel 1943 fu definito il primo brevetto di Nervi sul ferrocemento realizzando solo successivamente un magazzino a Roma nel 1945.

Nel febbraio del 1939, Gustavo Colonnetti nelle pagine della rivista «Il cemento armato» si contrapponeva alle idee e alle sperimentazioni che miravano alla sostituzione dell'armatura di ferro

nel calcestruzzo. Colonnetti faceva riferimento alla tecnica sviluppata in Francia ad opera di Freyssinet ovvero il cemento armato precompresso. Infatti mediante tale tecnica era possibile risolvere i problemi economici in ambito civile considerando principalmente due ragioni.

In prima analisi Colonnetti era in linea con il pensiero di Freyssinet, Torroja e Arup secondo cui il cemento armato era considerato un materiale “assurdo”, “strano” e “difficile”. Queste definizioni si deducevano da fatto che i due elementi che componevano il cemento armato erano caratterizzati da caratteristiche di resistenza diametralmente opposte, compressione e trazione, ma dal loro connubio nasceva un materiale in grado di sopportare entrambi le sollecitazioni. Tale caratteristica poteva ritenersi soddisfatta se e soltanto se sussisteva perfetta aderenza acciaio calcestruzzo. Infatti le fessurazioni del cemento armato in zona tesa erano alla base delle sperimentazioni sul nuovo materiale. Con la tecnica della pre-sollecitazione il connubio tra cemento e ferro risultava completamente rivoluzionato. Infatti l’armatura non era più utilizzata per sopportare una parte delle tensioni derivanti dalle sollecitazioni esterne ma il compito dell’armatura era quello di creare nel calcestruzzo degli stati di tensione opposti a quelli generati dalle stesse sollecitazioni.

“ La collaborazione tra i due materiali si trasformava in una coazione: l’acciaio comprimeva il cemento, il quale diveniva capace di resistere anche alle tensioni di trazione grazie al benefico meccanismo di sovrapposizione degli effetti”. (Iori 2001)

Questo meccanismo risolveva il problema delle fessurazioni del calcestruzzo in zona tesa.

La seconda ragione era dovuta ad un aspetto teorico ovvero riallacciare il collegamento con la scienza delle costruzioni. Infatti, Colonnetti rivoluzionava la teoria di calcolo del cemento armato formulata circa quaranta anni prima da Coignet e de Tèdesco in quanto riteneva che tale teoria era priva di qualsiasi fondamento scientifico.

Quindi con il suo brevetto del 1939 Colonnetti definiva un metodo di calcolo per le travi con armature preventivamente tese, concetto espresso nella sua teoria delle coazioni elastiche¹⁸.

¹⁸ G. Colonnetti, Teoria e calcolo delle travi con armature preventivamente tese, «Pontificia Academia Scientiarum.Acta», IV,2,1939

“In questa nuova configurazione le ipotesi della teoria elastica erano correttamente applicabili: l’azione di compressione del ferro sul cemento infatti catapultava l’asse neutro fuori dalla sezione della trave, che risultava quindi tutta reagente, interamente compressa, oltre che omogenea, non essendo più l’armatura chiamata a resistere direttamente ai carichi esterni”. (Iori 2001)

Com’è noto il vero protagonista della pre-sollecitazione è Eugène Freyssinet dove già nel 1910 con i suoi ponti ad arco, il Veudre, il Boutiron e il Châtel-de-Neuvre, aveva sperimentato una tecnica di disarmo tale da allontanare i due semiarchi simmetrici grazie all’utilizzo di martinetti idraulici posti in chiave ed agenti orizzontalmente. Questo metodo rappresenta un primo sistema di pre-sollecitazione che prende il nome di: “Metodo delle deformazioni sistematiche”.

L’idea di Freyssinet è quella di non accettare lo stato elastico ma con una deformazione iniziale, imposta artificialmente, di modificarlo in modo favorevole. Ad esempio, nei ponti ad arco la rimozione della centina, l’allontanamento delle spalle, il ritiro del cemento, inducevano un cambiamento di forma della fibra media che non coincidendo con la curva delle pressioni determinava un ulteriore stato di sollecitazioni. Il metodo elaborato da Freyssinet consisteva grazie all’utilizzo di martinetti idraulici di correggere la linea d’asse dell’arco in modo da farla coincidere con la curva delle pressioni. Quindi il concetto era quello di introdurre stati di tensioni opposti a quelli di esercizio.

Tale proposta di Freyssinet fu elaborata anche da Torroja nella realizzazione dell’acquedotto di Tempul nel 1925, utilizzando i martinetti idraulici in modo da andare a modificare la struttura deformata dai carichi di esercizio.

Tra il 1930 e il 1940 Morandi inizia i suoi studi sul cemento armato precompresso e nel 1942 riuscì a brevettare un primo modello sulla precompressione basato sulla pretensione dei fili mediante corrente elettrica. Questo primo modello non ebbe grandi riscontri cantieristici sia per i problemi di sicurezza legati alle alte tensioni ma soprattutto per i danneggiamenti provocati all’acciaio a causa delle alte temperature raggiunte. Nel dopoguerra le sperimentazioni effettuate da Morandi culminarono nella definizione del primo brevetto denominato M1, portato a termine con l’aiuto

dell'impresa dei F.lli Giovannetti. Il brevetto fu riconosciuto solo dopo la realizzazione di alcune opere dimostrative come un capannone a Testaccio. Nel 1955 Morandi brevettò altri due dispositivi di tesatura e di ancoraggio denominati M1 e M2. Continuando con i suoi studi l'Ingegnere brevettò altri modelli fino al dispositivo M5 ma, in realtà, come egli stesso ha affermato, questi brevetti hanno rappresentato il mezzo attraverso il quale egli è stato capace di ottimizzare il processo costruttivo per le proprie strutture.

“Il significato del brevetto, all'interno della ricerca di Morandi, si associa quindi immediatamente al problema della sperimentazione finalizzata all'opera”. (Giuseppe Imbesi 1991)

Questo excursus temporale è servito per rappresentare l'evoluzione del cemento armato fino ad arrivare a quello precompresso che rappresenta ancora oggi la soluzione ideale per realizzare strutture di grande luce, con dimensione ridotte ma, soprattutto, tale modello riduce il numero degli elementi costituenti una struttura andando senza dubbio a diminuire i costi rispetto alla precedente soluzione.

2.4 Il pensiero di Riccardo Morandi

Per comprendere l'attività di Riccardo Morandi è necessario definire il grado di sviluppo della scienza e della tecnica delle costruzioni dagli inizi fino allo stato attuale. Discorso analogo deve essere fatto per il rapporto tra Ingegneria strutturale e complesso architettonico. Già alla fine degli anni venti la teoria elastica lineare aveva raggiunto un livello tale da definire il calcolo strutturale anche di opere “complesse”. È importante chiarire che anche i metodi di calcolo delle strutture in cemento armato erano arrivati a standard riscontrabili ancora oggi. Gli studi scientifici maturati durante l'attività di Morandi possono essere riassunti nel seguente modo:

- Studio degli stati di coazione;
- Teoria della plasticità, viscoelasticità, instabilità dei materiali, fatica atti a rappresentare il comportamento strutturale agli stati limite ultimi;
- Rappresentazione probabilistica delle azioni, della resistenza dei materiali e della sicurezza;

- Progettazione e verifica delle strutture a stato limite ultimo;
- Riduzione delle dimensioni degli elementi atto a sottolineare la resistenza degli stessi;
- Sviluppo della tecnica della prefabbricazione;
- Conseguimento di nuove tecniche costruttive per fasi successive con nuove tecniche di fabbricazione e montaggio dei vari elementi.

In merito a tali considerazioni sulla scienza delle costruzioni Morandi può essere definito come semplice “osservatore” adattandosi alle diverse formulazioni e rappresentazioni senza mostrare alcuna visione critica a riguardo. (Giuseppe Imbesi 1991)

Per quanto concerne il campo della tecnica delle costruzioni l’Ingegnere va a delinearsi come una delle più importanti figure volte al progressivo sviluppo di idee e sperimentazioni.

Morandi quindi può essere considerato come uno dei precursori nella realizzazione delle opere in cemento armato insieme a Francois Hennebique, Robert Maillart, Eugène Freyssinet, Eduardo Torroja, Pier Luigi Nervi e Felix Candela.

Analizzando l’attività professionale di Morandi si può intuire l’importanza e la pluralità dei temi da lui affrontati. In primis è possibile definire la progettazione delle grandi opere in cemento armato e cemento armato precompresso. A tali realizzazioni è possibile collegare in modo diretto le sue attività e ricerche sui sistemi costruttivi mediante la definizione di un proprio sistema di precompressione, nuove modalità di getto e di prefabbricazione.

“Morandi non ha voluto dare una sistemazione teorica e filosofica alle sue idee sull’ingegneria strutturale e sulla progettazione in un testo di qualche rilevanza, come si sono proposti di fare, ad esempio, Freyssinet, Nervi e Torroja”. (Giuseppe Imbesi 1991)

Resta da considerare il pensiero di Morandi nei riguardi dell’Architettura e come lui stesso afferma in una conferenza nel 1975:

“Il principale scopo della mia ricerca è sempre stato il raggiungimento dei migliori risultati sia dal punto di vista stilistico che da quello tecnico, sempre applicando i più moderni procedimenti

dell'arte del costruire, alla quale io credo di aver contribuito con qualche idea originale”.

(Giuseppe Imbesi 1991)

A seguito di tale dichiarazione di Morandi è possibile confrontare la sua idea con quella degli altri Ingegneri. Freyssinet afferma di aver concentrato la sua attenzione nella ricerca di nuovi materiali, ovvero, nelle condizioni e nelle forme che essi possono assumere. Egli basa la propria idea sul concetto che esiste una soluzione ideale del tema proposto da attribuirsi ad una intelligenza «superiore» ed il progettista deve cercare il modo di avvicinarsi il più possibile a tale ideale. Nervi, invece, affermava in una nota: “basta che una struttura sia staticamente corretta perché sia bella”. Morandi prende le distanze da tale concezioni ribadendo con forza che una stessa opera può essere progettata e realizzata in tantissimi modi rispettando i vincoli di staticità, di economicità e di bellezza. La bellezza architettonica va a delinearsi nelle opere di Morandi nel passaggio dalle strutture in cemento armato a quelle precomprese in quanto il nuovo sistema necessita di un minor numero e dimensione delle membrature con sviluppi longitudinali funzionali al tracciamento dei cavi e alle testate di ancoraggio. In questa analisi è chiaro come Morandi non si pone il problema del rapporto tra Ingegneria e Architettura poiché non ne ammette la differenza. (Giuseppe Imbesi 1991)

Tale idea si riscontra nel Salone sotterraneo dell'Automobile a Torino, una struttura interrata fondata su una impostazione classicamente simmetrica. I pilastri diventano bielle mostrando uno spazio “drammaticamente instabile”, le cerniere vengono ridotte ad elementi puntiformi, mostrando un gioco di equilibri contro le leggi della fisica. La “drammaticità architettonica” di Morandi si contrappone a quella “bloccata” classica di Nervi e al “dinamismo” delle pensiline aggettanti di Torroja o alle “curve paraboliche” di Candela. Per cui Morandi esplica il rifiuto per la “progettazione ingegneristica” fine a sé stessa ma si concentra sui problemi di realizzabilità, di utilizzabilità e del costo.

2.5 Storia del Padiglione V

L'area attualmente occupata dal Padiglione V in passato era utilizzata come galoppatoio ma con il forte sviluppo economico degli anni '50 e, soprattutto, con l'imminente arrivo dell'evento "Italia '61", alla Società Ippica Torinese non fu rinnovata la concessione di tale area. Per cui la Società Torino Esposizioni intravide nell'area del Valentino un perfetto polo fieristico. La Società Torino Esposizioni era nata nel lontano '47 grazie ad alcuni imprenditori torinesi che puntavano alla ripresa e al rilancio della città. Vista la presenza in essa di azionisti di rilievo come la casa automobilistica Fiat ebbe la concessione in comodato d'uso per 25 anni, da parte del comune di Torino, per l'area ospitante la sede dell'Ente Nazionale della Moda. In primis la Società fu impegnata nel recupero di tale struttura in seguito ai danneggiamenti della guerra per destinarla, grazie all'aiuto di Pier Luigi Nervi, a salone internazionale dell'automobile del 1948. Visto il boom tecnologico ed economico Nervi fu impegnato nell'ampliamento nel 1954 del vecchio salone, oggi giorno definito "B", e nella progettazione e realizzazione di un nuovo salone definito "C" nel 1950. La Società Torino Esposizioni credeva fortemente nello sviluppo dell'area del Valentino e nel 1957 pose le basi per la progettazione di un nuovo polo fieristico, il Padiglione V. (Bruno A.A. 2011/2012)

La prima proposta per il nuovo Padiglione fu portata avanti dal Servizio Costruzioni e Impianti di Fiat ma con scarsi risultati in quanto l'idea era quella di realizzare un prisma ellittico vetrato che andasse a sottrarre area verde al giardino del parco circostante. La seconda idea progettuale proposta al Comune di Torino era quella di un padiglione ipogeo con diversi piani collegati mediante scale elicoidali, schema simile a quello della Basilica di San Pio X a Lourdes; anche questa fu rigettata. Il vero e proprio modello del Padiglione V fu progettato e realizzato dall'ingegner Riccardo Morandi, esperto di c.a.p., e dall'ingegner Vittorio Bonadè Bottino, direttore del servizio costruzioni e impianti. Solo successivamente numerosissime vicissitudini giuridiche si ebbe la possibilità di realizzare l'opera. Le risorse finanziarie furono reperite dalla Società Torino Esposizioni ed elargite dal gruppo Fiat con circa 400 milioni delle vecchie lire, dal

Comune con circa 200 milioni di lire mentre l'Unione degli Industriali si occupava negli anni successivi delle spese di gestione del padiglione con circa 30 milioni di lire.

L'ultimo giorno di marzo furono inaugurati in contemporanea sia il 41° Salone internazionale dell'Automobile che il Padiglione V.

I lavori per la costruzione del Padiglione V iniziarono nel marzo del '59 e si prolungarono per solo sei mesi in modo da conciliare l'inaugurazione contemporanea del salone interrato e dell'esposizione. Il direttore dei lavori era l'Ingegnere Ravelli che rispettò il cronoprogramma dei lavori e la tabella di marcia imposta dal Morandi con i suoi 79 elaborati. Lo schema statico adoperato per la struttura è quello della trave bilanciata a cavi sottesi in modo da ridurre l'altezza in mezzera delle varie nervature resistenti, travi realizzate in cemento armato precompresso e di lunghezza 70 m, bielle interne inclinate capaci di resistere ad azioni solamente lungo il proprio asse e bielletto di collegamento tra muro contro terra e parte terminate delle nervature contenenti i cavi di tesatura.

La realizzazione dell'opera non fu affidata ad una ditta edile piemontese ma ad una impresa romana «Fratelli Giovannetti» la quale ricoprì un ruolo fondamentale nella crescita tecnologica del Morandi in quanto l'impresa fungeva da "promotore" delle idee dell'Ingegnere. Le fasi realizzative dell'opera furono scandite da un ritmo preciso ed accurato; in prima analisi, Morandi non effettuò lo scavo del terrapieno sottostante la struttura ma si servì del terreno per poter realizzare il solaio in latero-cemento e le varie nervature realizzando la maglia romboidale della struttura. Durante la medesima fase costruttiva realizzò la parete contro terra e i plinti di fondazione delle bielle interne. La connessione tra la biella e il plinto di fondazione fu realizzata con una cerniera ma, Morandi, preoccupato di tale soluzione realizzò un modellino in scala 1:1 del pendolo sottoponendolo ai diversi carichi di esercizio. I dubbi di Morandi riguardavano lo scivolamento dell'armatura all'interno della biella per cui la soluzione fu quella di utilizzare dei piatti metallici dello spessore di 1 cm. Allo stesso tempo, un'altra squadra di operai fu impegnata nell'assemblaggio dei conci prefabbricati per le travi caratterizzati da fori utili per il passaggio dei cavi. Il getto dei solai

avvenne partendo dalle due testate del padiglione e proseguendo fino al centro dell'opera. I cavi da precompressione presenti nelle travi non furono tesati nel medesimo modo ma, innanzitutto, furono messi in tensione i cavi lunghi, ancora non collegati con quelli presenti nelle bielle, in seguito, dopo aver caricato la struttura con il quantitativo di terreno al di sopra del solaio, si procedette alla tesatura degli ulteriori cavi e ad una prima scasseratura. Successivamente, vennero tesati i cavi nelle bielle-tiranti, fu aumentato il tiro nei cavi lunghi e questo permise di eliminare tutti i casseri ancora presenti. Tutta la fase riguardante la precompressione fu ultimata con ulteriore tesatura dei cavi all'interno delle bielle e iniezione di malta cementizia ad alta pressione all'interno degli alloggiamenti dei cavi. Altra fase costruttiva riguardò la posa in opera delle pavimentazioni in marmo, la definizione dei punti luci mediante i lucernari e le due vetrate opposte rispetto alla direzione longitudinale dell'edificio. Concludendo il discorso della cantierizzazione, è da sottolineare come il Morandi sia stato sempre presente in tutte le fasi costruttive, realizzative, di tesatura dei cavi cercando di raggiungere la perfezione sia dal punto di vista statico che architettonico. (Bruno A.A. 2011/2012)



Figura 13 - Casseratura dei solai in latero-cemento

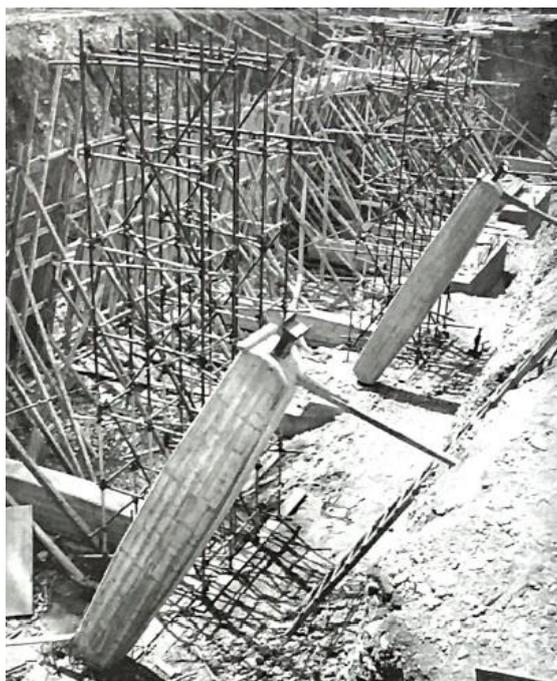


Figura 14 - Bielle inclinate collegate al plinto di fondazione

2.6 Caratteristiche strutturali del Padiglione V

Il padiglione V è un'opera strutturale di notevoli dimensioni occupando un'area all'interno del Parco del Valentino di circa 151 x 69 metri quadri.



Figura 15 - Planimetria Generale "Parco del Valentino"

La struttura presenta il piano di calpestio ad una quota di circa 8 metri al di sotto del livello delle aree circostanti e per tale motivo risulta essere interamente interrata. Il solaio di copertura è in calcestruzzo armato precompresso capace di sostenere il peso proprio, il terreno sovrastante e il carico accidentale determinato dalla folla. Il peso della copertura viene scaricato su coppie di bielle inclinate verso il centro della struttura e biellette-tiranti all'estremità di ciascuna nervatura poggianti sulla parete contro terra. (Giancarlo Galassi 1959)

I vari elementi dell'opera di Riccardo Morandi possono essere sintetizzati nel seguente modo: muro perimetrale, bielle interne inclinate, biellette-tiranti di collegamento tra parete di contenimento e nervature, travi in cemento armato precompresso e solai in latero-cemento.

La parete contro terra definisce lo spazio del salone in quanto rappresenta la parte più esterna dell'opera ed ha il compito di opporsi alla spinta del terreno con una inclinazione di circa 15° verso il centro della struttura ed uno spessore di 20 cm. La parete esterna si estende dalle biellette-tiranti poste in sommità fino a raggiungere lo zoccolo di fondazione, di dimensioni 55x350 cm, collegato mediante un getto unico di fondazione al plinto che funge da sostegno per ciascuna coppia di bielle interne. Morandi per irrigidire il comportamento strutturale della parete ha predisposto ad interspazio costante, in funzione della posizione delle nervature, una serie di costolature non visibili in quanto ricoperte dal terreno circostante di spessore 25 cm, base 200 cm e altezza fino a giungere alla base delle biellette. Il muro contro terra è caratterizzato anche da un particolare architettonico in sommità, ovvero, una risega studiata per l'alloggiamento delle biellette. Altro aspetto architettonico da notare è l'inclinazione verso il centro della struttura sia della parete laterale che delle bielle interne e tale effetto sembra ricalcare l'idea progettuale dell'Ingegnere (Figura16), fattore visivo interrotto negli anni Novanta in seguito alla costruzione di pareti verticali alla base delle bielle interne. Tale variazione si riscontrò quando il salone divenne un'autorimessa pubblica riducendo sostanzialmente la dimensione trasversale passando da 69 a circa 53 m.

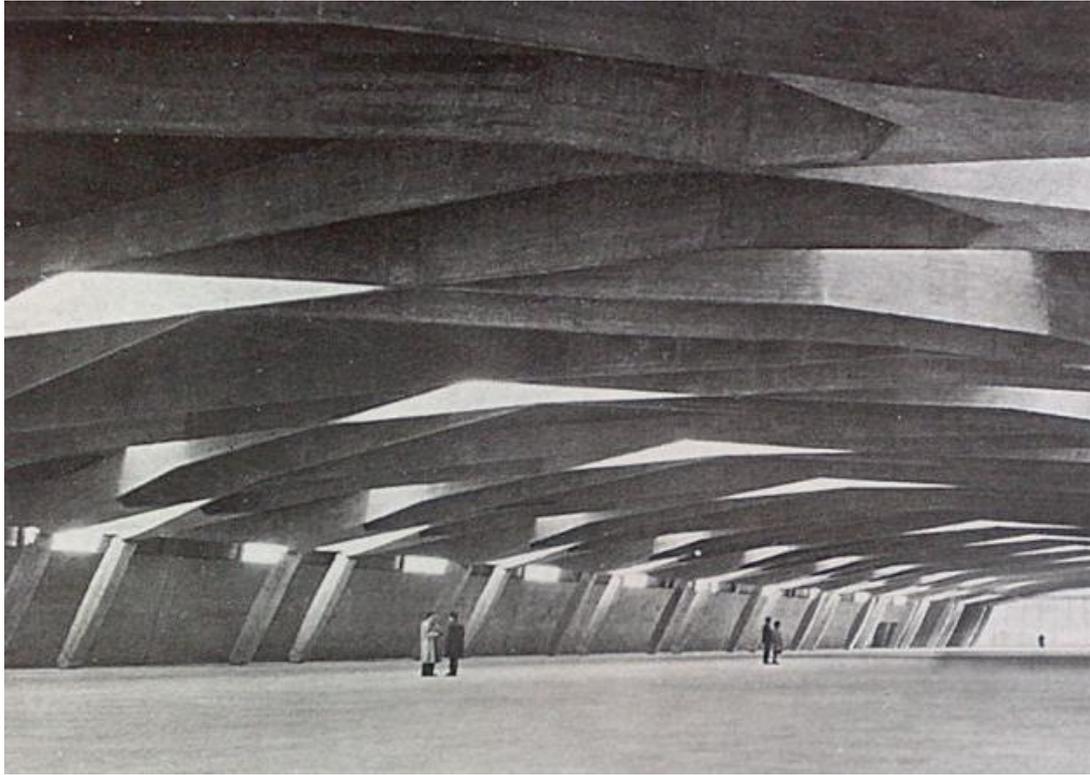


Figura 16 - Vista interna padiglione sullo sfondo la parete contro terra, (Giorgio Boaga 1962)

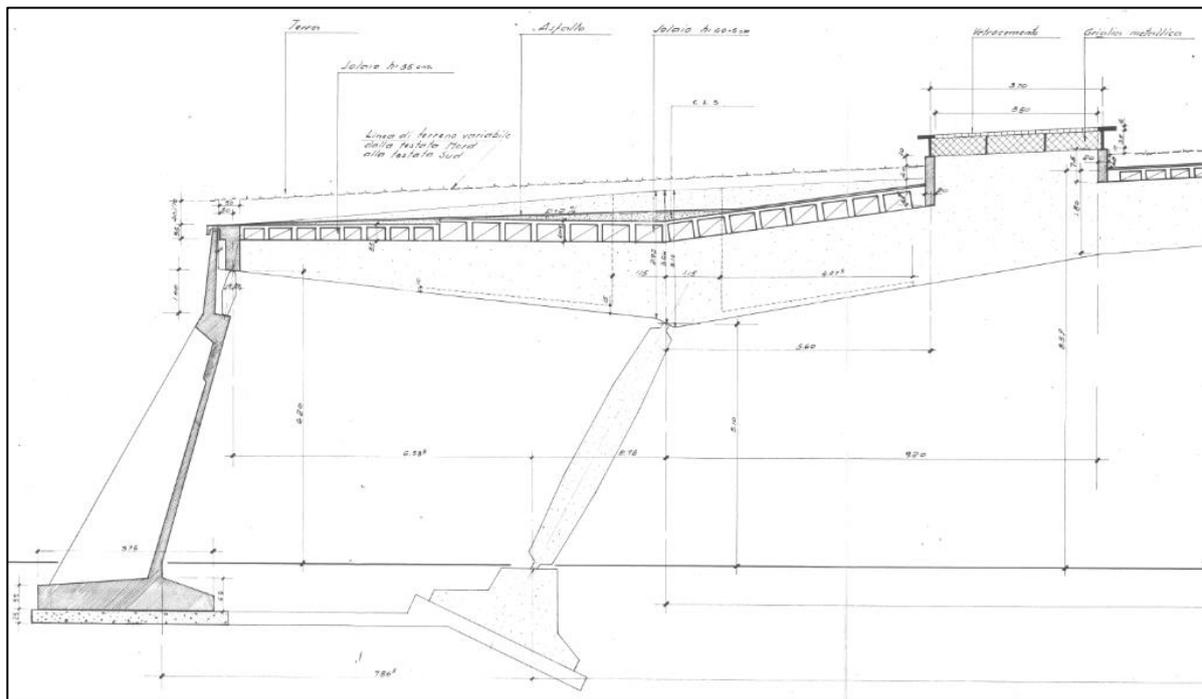


Figura 17 – Sezione B - B, Sistemazione area del galoppatoio a Torino, Ing. Riccardo Morandi, Ing. Vittorio Bonadè Bottino

“La struttura è costituita da una maglia romboidale multipla in cemento armato precompresso, poggiante su puntoni a biella disposti obliquamente e resa iperstatica dalla presenza di due tiranti all’estremità degli sbalzi. [...]. Le bielle laterali sono realizzate in maniera tale da comportarsi a

tutti gli effetti come tiranti in calcestruzzo anziché in acciaio, e ciò mediante una particolare compressione iniziale in esse indotta” (D. I. Morandi).

La soluzione con bielle-tiranti non è stata utilizzata solo per il Padiglione V ma era stata adoperata anche negli altri progetti di ponte a trave bilanciata come ad esempio il ponte sul Cerami (Galliano Castelferrato, Enna, 1954) o il cavalcavia della via Olimpica (Corso di Francia, Roma, 1958/60). Tali elementi hanno dimensione di 100 cm di altezza, 50 cm di larghezza e 34 cm di spessore nella parte centrale.

Le bielle seguono l’inclinazione delle bielle interne e al loro interno sono presenti i cavi di precompressione in modo da ridurre le sollecitazioni e le deformazioni nella zona centrale dell’impalcato (Figura 18). (Giancarlo Galassi 1959)

Negli anni Novanta, in seguito alla trasformazione del salone a parcheggio pubblico, a causa dell’introduzione di pareti verticali per questioni di sicurezza antincendio non è più possibile ammirare la bellezza ma soprattutto il ruolo strutturale svolto dalle bielle.

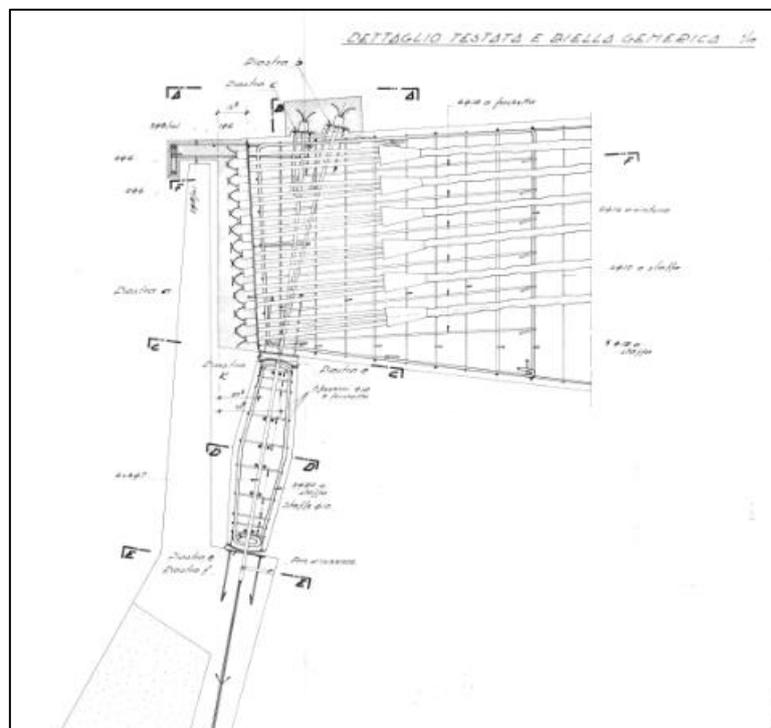


Figura 18 - Particolare Testata e Biella generica, Sistemazione area del galoppatoio a Torino, Ing. Riccardo Morandi, Ing. Vittorio Bonadè Bottino

Le bielle inclinate interne rappresentano l'altro elemento strutturale con il compito di sostenere l'intera struttura. Esse presentano una forma esagonale che va rastremandosi dal centro fino alle due testate in modo da poter esplicitare il vincolo cerniera in testa e alla base. Ai vertici di ciascuna biella sono presenti delle piastre metalliche che rappresentano il collegamento con le nervature e il piano di calpestio. Tali piastre consentono rotazioni nel piano verticale dell'elemento creando così una biella capace di sostenere sforzi lungo il proprio asse ma incapace di assorbire momenti flettenti. Morandi dispone su ciascun lato della struttura 14 coppie di bielle disposte a 3.2 m ognuna con interasse di 11 m tra ogni coppia. Ogni coppia di bielle sostiene due nervature non disposte parallelamente ma incrociate a formare uno schema a “coda di rondine” (Figura 19).

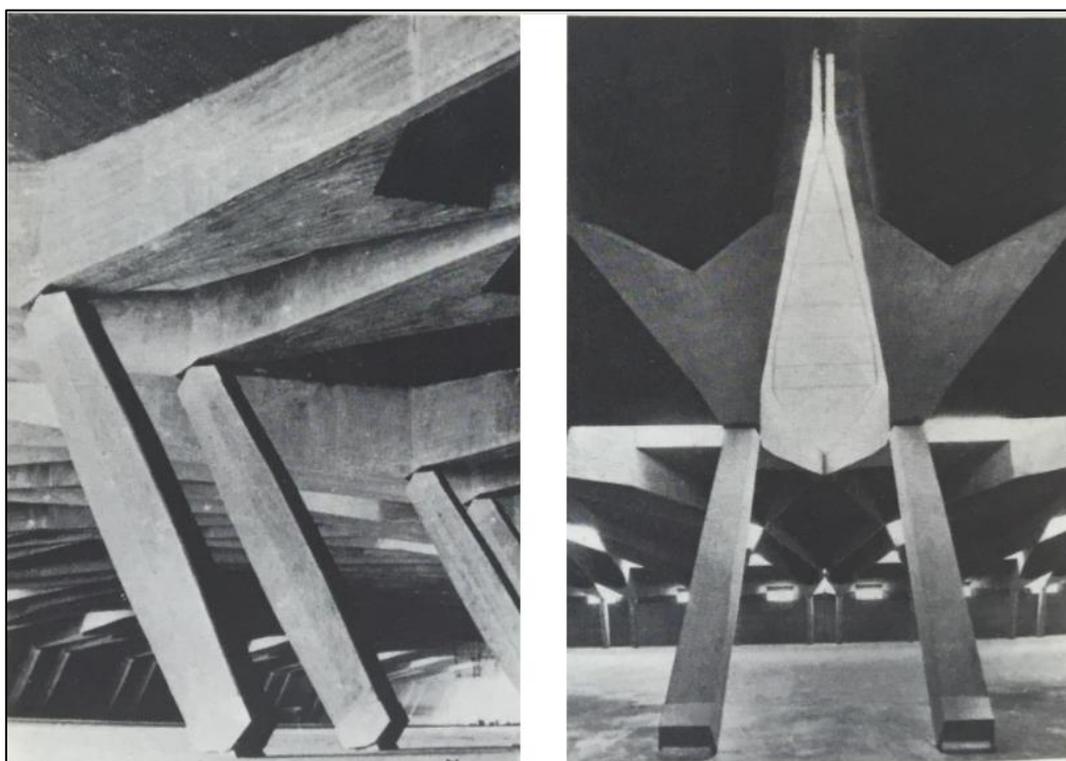


Figura 19 - Bielle interne, (Giorgio Boaga 1962)

La copertura è costituita da una maglia romboidale in calcestruzzo armato grazie alla predisposizione di sottilissime travi che coprono una luce di 48 m tra una biella e la sua opposta longitudinalmente.

“Le nervature sono tutte di lunghezza di 16 cm e subiscono un allargamento soltanto in corrispondenza della sezione di appoggio; la loro altezza è variabile da un minimo di 1.30 ad un

massimo di 3.16 m. Il collegamento tra le nervature segue una speciale sagomatura intesa a permettere un buon defluire delle acque meteoriche ed è costituita da un solaio di laterizi armati dello spessore variabile da un massimo di 45 cm ad un minimo di 25 cm. Le nervature, con appropriata sagomatura, contengono il complesso dei cavi di precompressione e delle armature secondarie". (Giancarlo Galassi 1959)

L'architetto Roberto Gabetti fu l'unico ad intuire il collegamento strutturale-architettonico tra quest'opera e la composizione dei ponti a trave bilanciata di Morandi affermando:

"Occorre ricordare i suoi ponti così leggeri, sotto carichi così alti, assolutamente liberi nello schema, tipicamente espressivi [...] ma non ha fatto un ponte: ha chiuso uno spazio. Anziché accostare le strutture, le ha intrecciate". (Giancarlo Galassi 1959)

Negli elaborati di Morandi redatti per tale struttura (D. I. Morandi 2 Aprile 1959) è possibile comprendere il modo in cui ha studiato tale ardito intreccio di travi. Infatti, in prima analisi, egli ha considerato le travi come rettilinee e solo successivamente ha studiato il reale andamento delle nervature disposte con un angolo di 23° rispetto all'asse trasversale del salone.

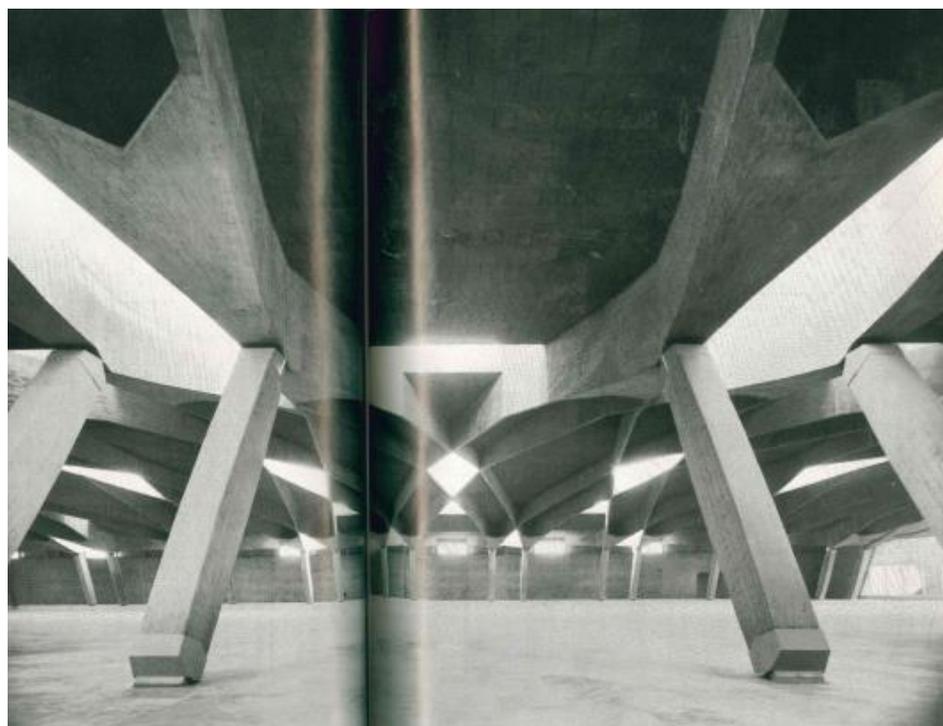


Figura 20 - Vista interna delle nervature, (Giancarlo Galassi 1959)

Il solaio in latero-cemento è stato ordito in direzione longitudinale, con dimensione massima di 7.5 m nella parte centrale e minima in corrispondenza delle bielle ed è appoggiato sulle coppie di nervature. È caratterizzato da uno spessore variabile da 45 cm a 25 cm per sostenere il peso del terreno sovrastante. In corrispondenza delle bielle, Morandi non utilizza un solaio in latero-cemento bensì in cemento armato sia nella parte estradossale che intradossale in modo da ottenere un elemento con esigua resistenza torsionale, definito “scatolare” nell’ambito di progettazione di ponti. Essendo il solaio in latero-cemento, e dovendo provvedere all’illuminazione del salone, Morandi predispone 22 lucernari di due diverse tipologie: tipologia x, alta, e tipologia y, bassa. In Figura 21 è riportata una pianta della copertura dell’edificio, in cui è possibile vedere la disposizione dei lucernari.

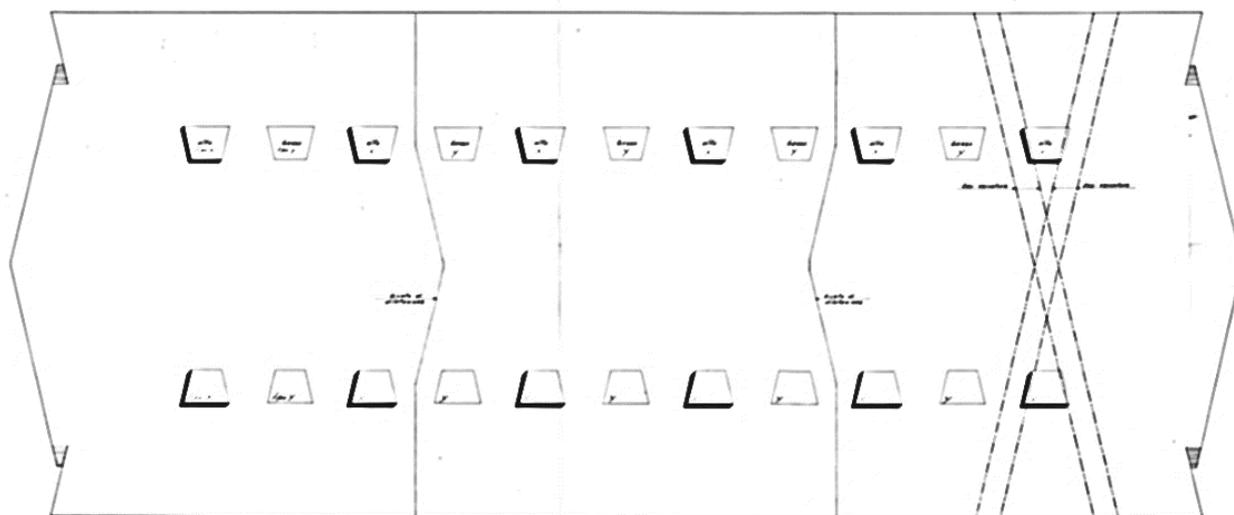


Figura 21 - Pianta copertura con disposizione lucernari, Sistemazione area del galoppatoio a Torino, Ing. Riccardo Morandi, Ing. Vittorio Bonadè Bottino

3. Modellazione del Padiglione V

La struttura presenta una larghezza di circa 69 m e una lunghezza di 151 m ed è posta ad una quota di 8 m al di sotto del piano campagna. Morandi utilizzò uno schema a forma romboidale per le sottilissime nervature in cemento armato precompresso poggianti a coppie su bielle inclinate. Il collegamento tra la parete contro terra e la struttura era realizzato con piccole bielle-tiranti. Le nervature vennero disposte in modo tale da intrecciarsi più volte in corrispondenza delle bielle, nella parte centrale e in altri punti della struttura così da ottenere un maggiore irrigidimento complessivo riducendo instabilità elastica e deformazione trasversale.

Il punto di partenza per la definizione del modello del Padiglione è stato il reperimento delle tavole di progetto preliminare del '59. Da queste è stato possibile ricostruire, mediante il software Autocad, il modello geometrico 3D. La rappresentazione delle nervature è risultata complessa in quanto caratterizzate da diversi spessori e varie inclinazioni lungo lo sviluppo longitudinale per cui è stato necessario definire vari elementi shell caratterizzati da diversi spessori. Meno ardua è risultata la riproduzione delle bielle interne mediante elemento beam ed anche per le bielle-tiranti, poste tra l'estremità di ciascuna nervatura e la parete contro terra, è stato utilizzato l'elemento beam. Per il solaio sono stati predisposti elementi shell aventi due diversi spessori: solaio "A" di 25 cm e solaio "B" di 45 cm. Viene mostrata di seguito un'immagine che rappresenta i vari elementi della struttura.

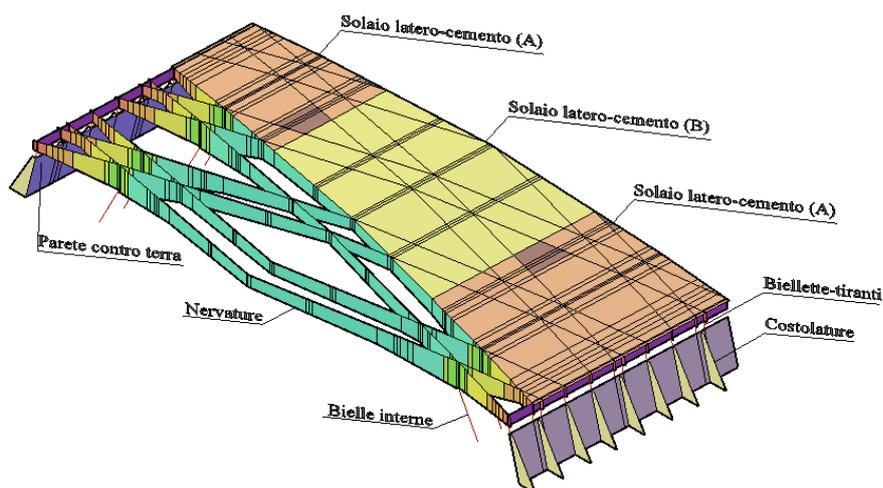


Figura 22 - Elementi della struttura

3.1 Solaio latero-cemento

Per la definizione del solaio in latero-cemento son stati utilizzati due diversi elementi shell. Per la tipologia "A" gli elementi shell sono caratterizzati da uno spessore di 25 cm mentre per la tipologia "B" gli elementi hanno spessore pari a 45 cm.

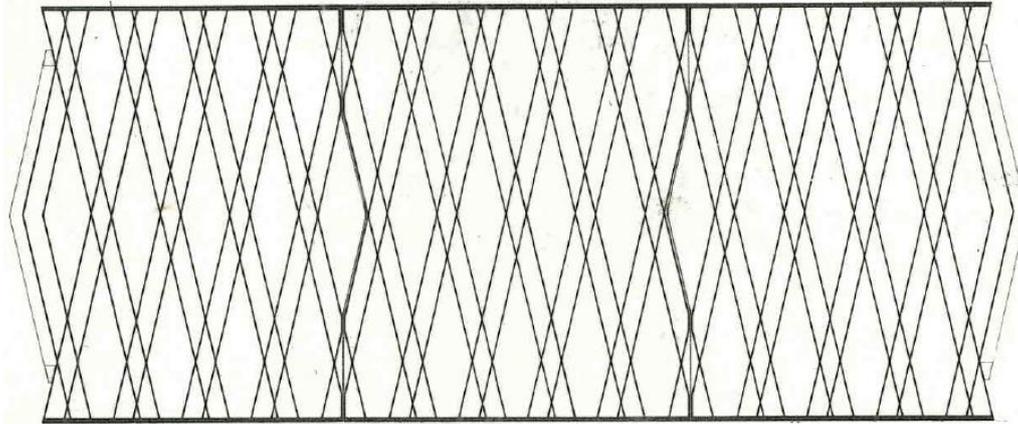


Figura 23 - Pianta di copertura

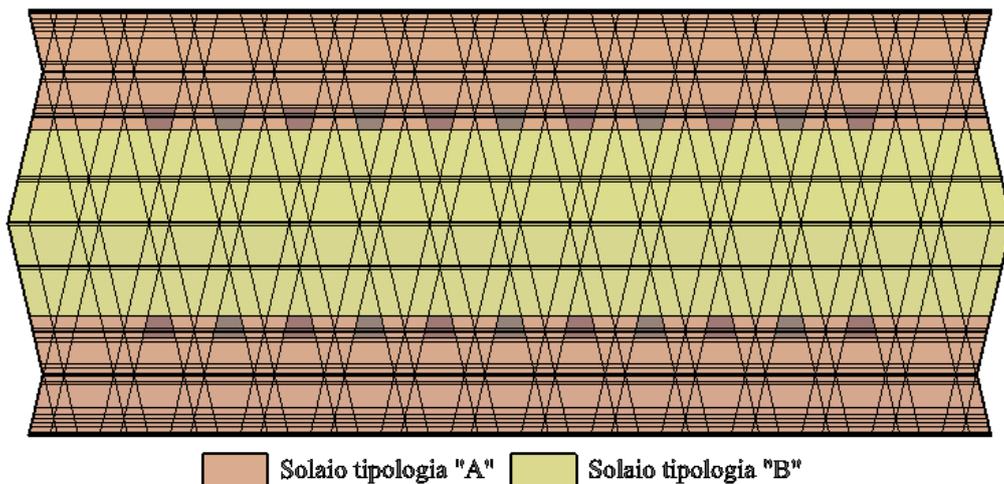


Figura 24 - Pianta di copertura modello

Per la realizzazione della copertura da inserire all'interno del modello è stato necessario infittire la mesh in quanto per una corretta definizione delle nervature sottostanti è stato incrementato il numero di shell al fine di descrivere in maniera rigorosa l'andamento dei singoli elementi. La mesh mostrata in copertura quindi non è altro che la ripartizione degli elementi costituenti la trave sottostante. Dalla figura è possibile notare anche altri due elementi di forma trapezoidale che rappresentano le due tipologie di lucernari, quella bassa e quella alta.

ma non sollecitazioni flettenti. Le bielle tiranti, invece, hanno il compito di ridurre la deformazione nella parte centrale della struttura essendo le nervature caratterizzate da una luce libera di 48 m. Esse sono disposte al termine di ciascuna nervatura e fungono da collegamento tra travi e parete perimetrale. Sia le bielle interne che le bielle-tiranti sono state modellate per mezzo di elementi beam. La schematizzazione finale dei due elementi è la seguente:

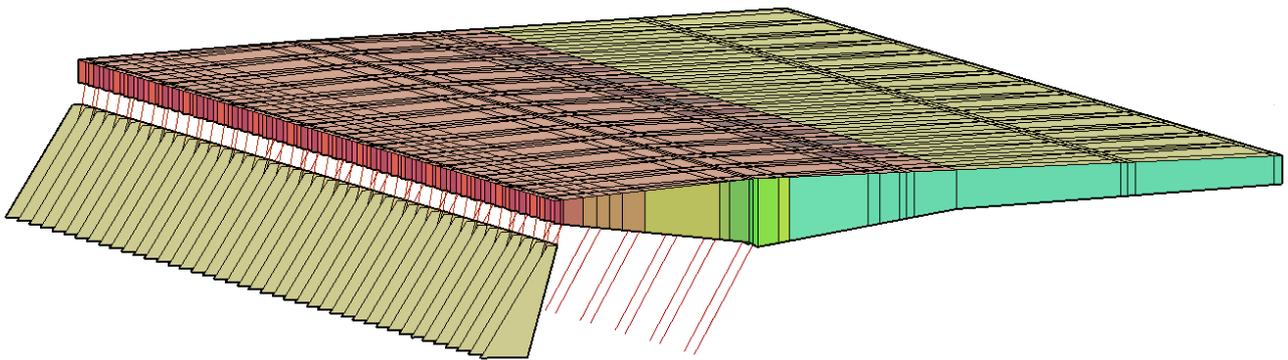


Figura 27 - Bielle interne e bielle-tiranti

3.4 Parete contro terra e costolature

La struttura si presenta interrata ad una quota di 8 m al di sotto dell'area circostante e per tale motivo è soggetta alla spinta del terreno. Morandi per contrastare tale forza laterale predispone una parete inclinata verso l'interno e annegati nel terreno vi sono una serie di costoloni che irrigidiscono il sistema della parete continua. Per entrambe le componenti sono stati utilizzati elementi shell. Di seguito vengono mostrate la parete e le costolature:

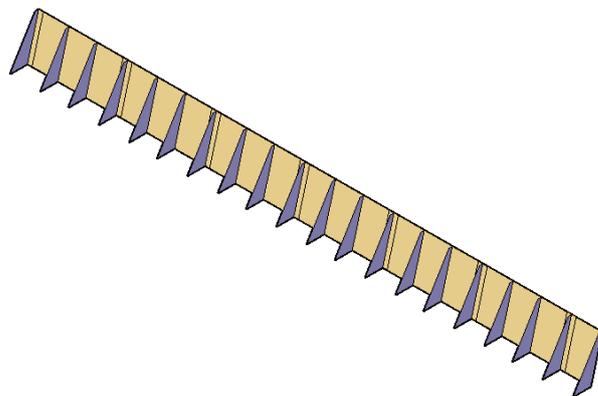


Figura 28 - Setti di irrigidimento durante le fasi costruttive a sinistra; modellazione parete e costolature a destra

Di seguito viene mostrato il modello geometrico definitivo mediante un esploso assometrico ed un modello geometrico definitivo:

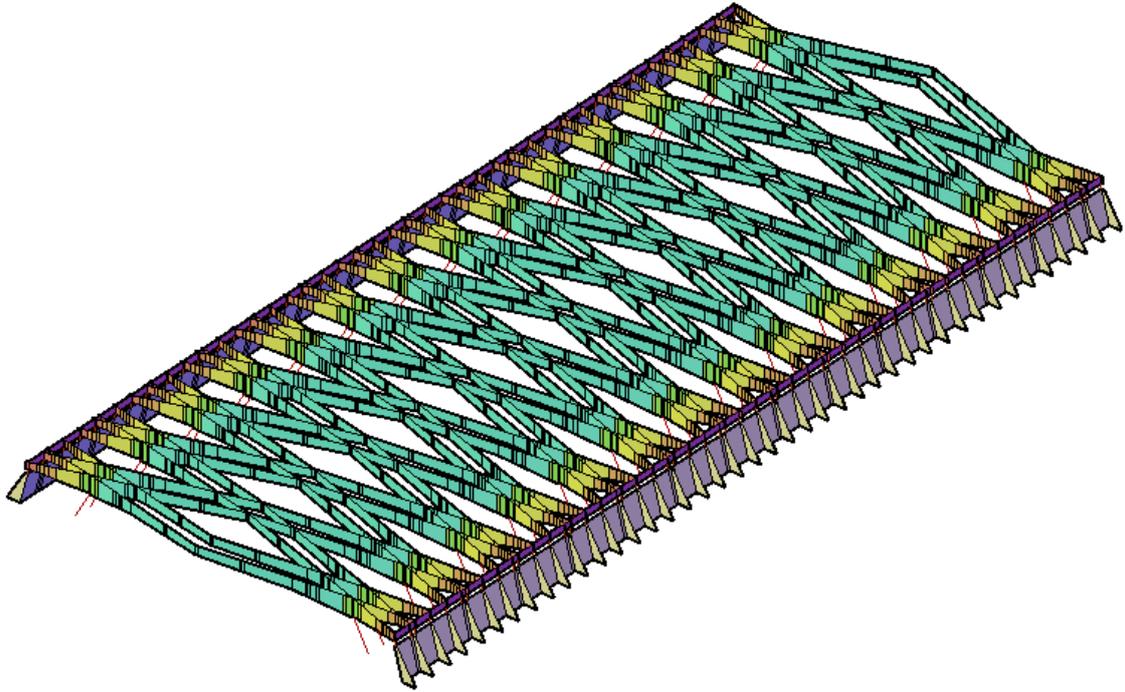


Figura 29 - Esploso assometrico

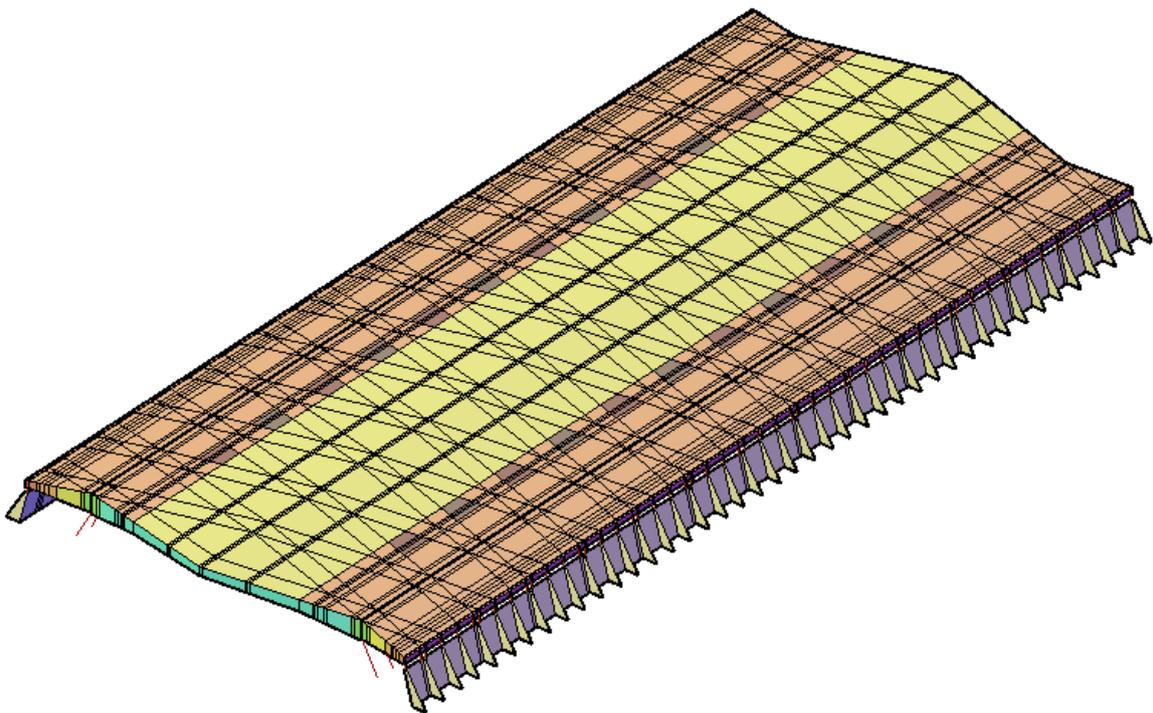


Figura 30 - Modello geometrico definitivo

3.5 Modello agli elementi finiti

La modellazione geometrica è stata definita in funzione dell'approccio più congeniale ad essa in modo da rappresentare fisicamente e matematicamente la realtà della struttura in esame. Numerosi sono i metodi utilizzabili per descrivere la realtà ma quello che si presta bene, ad una corretta riproduzione della struttura, è il metodo agli elementi finiti, FEM. Tale metodo viene utilizzato per ricercare soluzioni approssimate a problemi definiti da equazioni differenziali alle derivate parziali, mediante un sistema di equazioni algebriche. Il metodo prevede di dover suddividere le componenti in elementi monodimensionali, bidimensionali ed elementi solidi capaci di rappresentare il comportamento strutturale. La funzione principale di tale metodo consiste nella discretizzazione del corpo con la creazione di una mesh creata da elementi di forma codificata.

La modellazione strutturale è avvenuta esportando, dapprima, i vari elementi dal software Autocad tramite le estensioni file iges e acis e successivamente importando tutti gli elementi all'interno del software di calcolo agli elementi finiti, ANSYS, il quale prevede i seguenti step operativi:

- Costruzione della geometria;
- Definizione del tipo di elemento (solido, shell o beam);
- Attribuzione delle proprietà del materiale;
- Definizione della mesh;
- Condizioni al contorno;
- Analisi;
- Post Processing.

In Ansys sono presenti varie tipologie di elementi per rappresentare una discretizzazione della realtà. Gli elementi utilizzati risultano i seguenti e verranno descritti in seguito nel dettaglio:

- Elemento Beam188
- Elemento Link180
- Elemento Shell281

Elemento Beam188

L'elemento Beam188 può essere utilizzato per descrivere travi sottili o non eccessivamente tozze e le sue caratteristiche si basano sulla teoria della trave di Timoshenko per cui vengono considerate anche le deformazioni a taglio. Esso è un elemento lineare caratterizzato da due nodi ciascuno con sei gradi di libertà. I gradi di libertà di ogni nodo definiscono le traslazioni e le rotazioni in tutte e tre le direzioni, ovvero, x, y, e z.

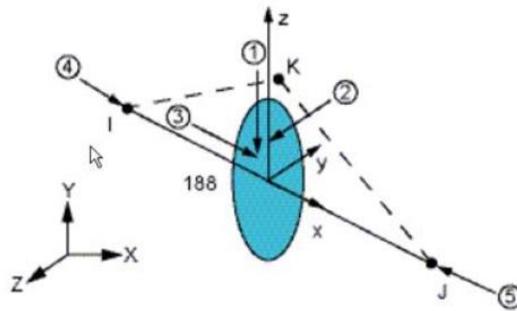


Figura 31 - Beam188 dal manuale ANSYS

Elemento Link180

L'elemento Link180 viene utilizzato in molte applicazioni ingegneristiche come ad esempio modellazione per tralicci, per cavi, molle e tanti altri. È alla stregua della biella o del pendolo in quanto è un elemento di compressione e tensione uniassiale avente tre gradi di libertà per ciascun nodo corrispondenti alle traslazioni nelle tre direzioni: x, y e z. Considerando solo azioni lungo il proprio asse non viene supportata la flessione mentre sono inclusi: plasticità, scorrimento, rotazione e deformazione.

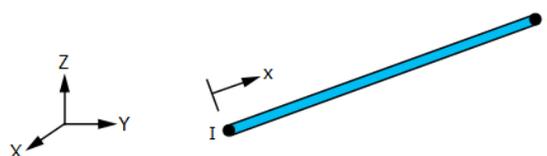


Figura 32 - Link180 dal manuale ANSYS

Elemento Shell281

L'elemento Shell281 viene utilizzato per analizzare gusci sottili o poco spessi ed è caratterizzato da otto nodi ciascuno con sei gradi di libertà. I sei gradi di libertà di ogni nodo corrispondono alle tre

traslazioni e alle tre rotazioni. Tali considerazioni hanno validità nelle ipotesi in cui l'elemento considerato assolve alla funzione di "guscio" ma nelle ipotesi di comportamento membranale allora vengono trascurate le componenti rotazionali e sono presenti solo quelle traslazionali. È adoperato per applicazioni lineari, di grandi rotazioni e/o grandi deformazioni.

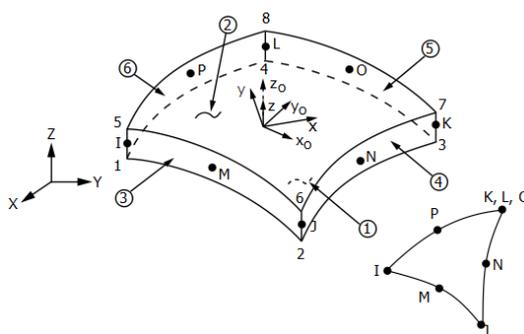


Figura 33 - Shell281 dal manuale ANSYS

Nella tabella seguente vengono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la struttura:

MATERIALE	E [Gpa]	ν	ρ [Kg/m ³]
Cemento armato	30	0.2	2500
Latero-cemento	25	0.25	2500

Tabella 4 - Caratteristiche dei materiali

Il modello è costituito da 5890 elementi "shell" utilizzati per la definizione delle travi di collegamento tra le bielle, per la parete contro terra e le diverse costolature, per entrambi i solai di diverso spessore e per i lucernai bassi ed alti; gli elementi "beam" risultano essere pari a 23872 e sono stati impiegati per la modellazione delle bielle, delle bielletto-tiranti e per la trave sopra parete. È stato riportato anche l'elemento link il quale si presta correttamente per la definizione delle bielle e delle bielletto-tiranti. In realtà, non conoscendo il reale grado di vincolo strutturale, l'analisi è stata ricondotta ad un caso standard adoperando per gli elementi, sopra menzionati, elementi beam. Si sono ottenuti in questo caso dei momenti parassiti nella direzione corta della struttura che non sono stati considerati nelle verifiche strutturali. Tali momenti sono stati definiti come tali in quanto

il reale comportamento delle bielle interne non prevedono sollecitazioni di momento flettente per cui anche nell'analisi strutturale tali valori sono stati omessi.

Nelle figure seguenti viene mostrato il modello definitivo ottenuto con il software Ansys:

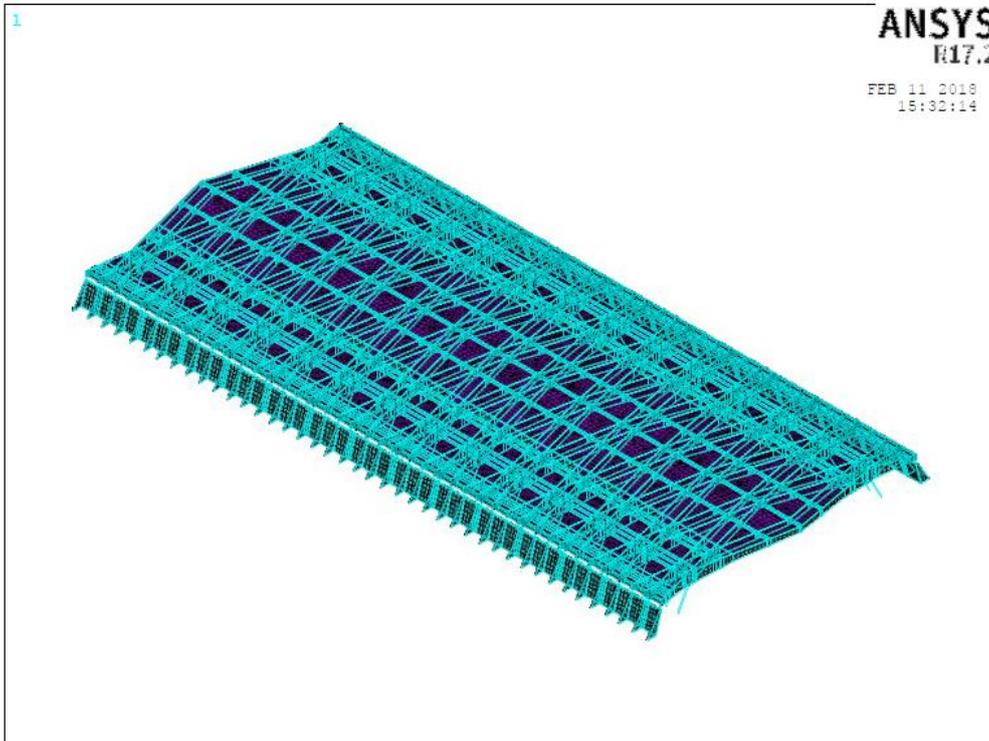


Figura 34 - Vista assometrica del modello Ansys

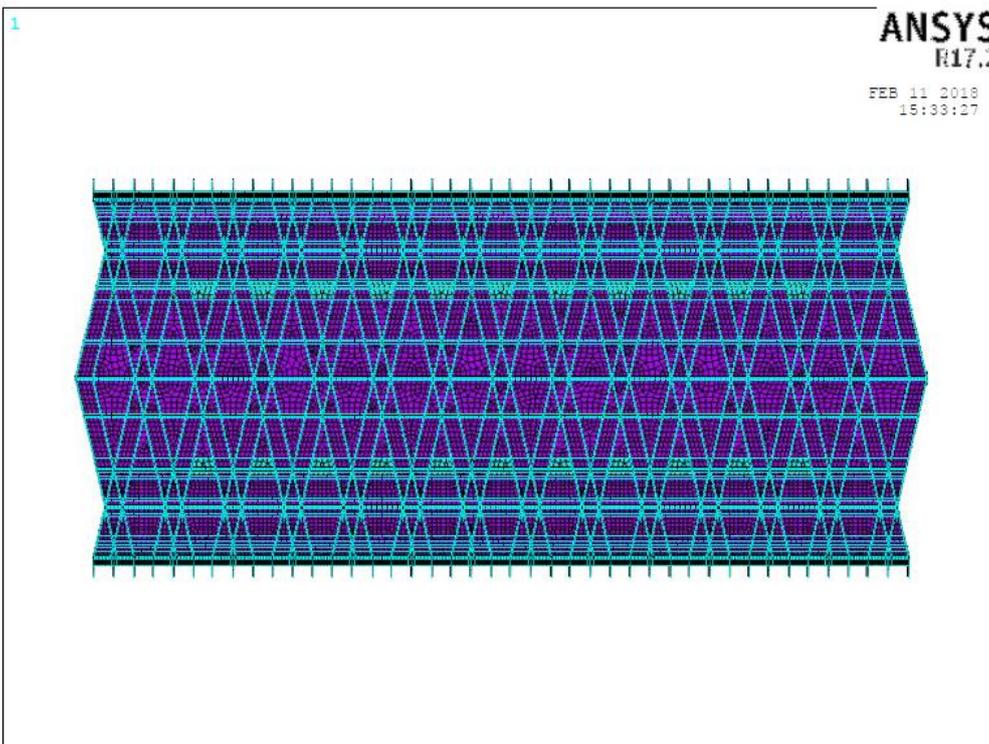


Figura 35 - Vista dall'alto del modello Ansys

3.6 Metodologia di analisi

Come prescritto dalle Norme Tecniche per le costruzioni, la metodologia di analisi da adottare dipende dal grado di conoscenza della struttura. Per l'opera oggetto di studio non è stato possibile effettuare prelievi di materiale, in modo da quantificare le reali caratteristiche meccaniche, e soprattutto non è stata identificata la reale posizione e il quantitativo di armature presenti all'interno dei vari elementi. Per tale motivo, le caratteristiche dei materiali, la modellazione geometrica e i quantitativi di armatura si riferiscono a stralci di relazione preliminare e tavole di progetto probabilmente sottoposti ad eventuali modifiche durante la realizzazione progettuale. Questi requisiti, in termini di Normativa, hanno determinato un grado di conoscenza di primo livello (LC1) per cui è stato necessario tenere conto di alcune limitazioni in termini di proprietà meccaniche dei materiali.

Per lo studio le V Padiglione è stata adottata un'analisi lineare dinamica focalizzando l'attenzione sui tre punti chiave di tale analisi come riportato al §7.3.3.1:

- Determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- Calcolo degli effetti indotti da azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Combinazione degli effetti.

Al fine di rispettare i criteri prescritti dalla Normativa per tale analisi sono stati considerati tutti i modi di vibrare aventi una massa partecipante superiore al 5% o tali da indurre un aumento della vulnerabilità sismica della struttura. Infine per la combinazione delle azioni è possibile adoperare la SRSS o la CQC la cui scelta è funzione del rapporto tra i periodi propri corrispondenti ai modi di vibrare selezionati.

Successivamente alla modellazione 3D mediante il software Autocad, per il processo di calcolo sono stati utilizzati: il software agli elementi finiti Ansys per la definizione delle sollecitazioni ed Excel per le verifiche delle sezioni individuate come critiche.

Per una corretta comprensione della metodologia di analisi vengono riportati schematicamente i vari punti su cui è stata focalizzata l'attenzione e un flow chart per una schematizzazione più rapida.

- Modellazione tridimensionale della struttura in Autocad e output dei vari elementi in modo da definire le caratteristiche geometriche e le proprietà meccaniche da lanciare in Ansys;
- Caricato il modello in Ansys è stato possibile lanciare l'analisi modale considerando uno smorzamento del 5% e valutando effettivamente i reali modi di vibrare della struttura.
- Valutati i modi principali, è stato necessario determinare lo spettro di progetto per il sito in cui sorge la struttura, al fine di determinare le accelerazioni per una corretta definizione delle azioni sismiche;
- Seguendo le direttive delle NTC 2008 è stato possibile sottoporre separatamente la struttura alle azioni sismiche nelle due direzioni trasversali e nella direzione verticale. Gli effetti di tali azioni sono stati combinati direttamente in Ansys mediante una combinazione quadratica completa (CQC) in quanto i periodi propri dei modi selezionati differivano meno del 10%.
- Le azioni ottenute risultano essere prive di segno per cui è stato necessario considerare il loro valore sia con segno positivo che con segno negativo;
- La Normativa prevede di considerare ulteriormente anche una incertezza del 5% legata al posizionamento del baricentro delle masse per cui le forze sismiche hanno generato una sollecitazione di momento torcente funzione dell'accelerazione e della massa totale della struttura.
- Inoltre, è stata effettuata un'analisi statica considerando i soli carichi gravitazionali.
- In definitiva, combinando le azioni sismiche con quelle statiche si sono ottenute otto combinazioni per ciascuna delle sezioni critiche individuate e per ognuna di esse è stata effettuata una verifica di resistenza in termini di momento flettente, taglio e sforzo normale.

Di seguito viene riportato una flow chart riassuntiva per i punti sopra descritti:

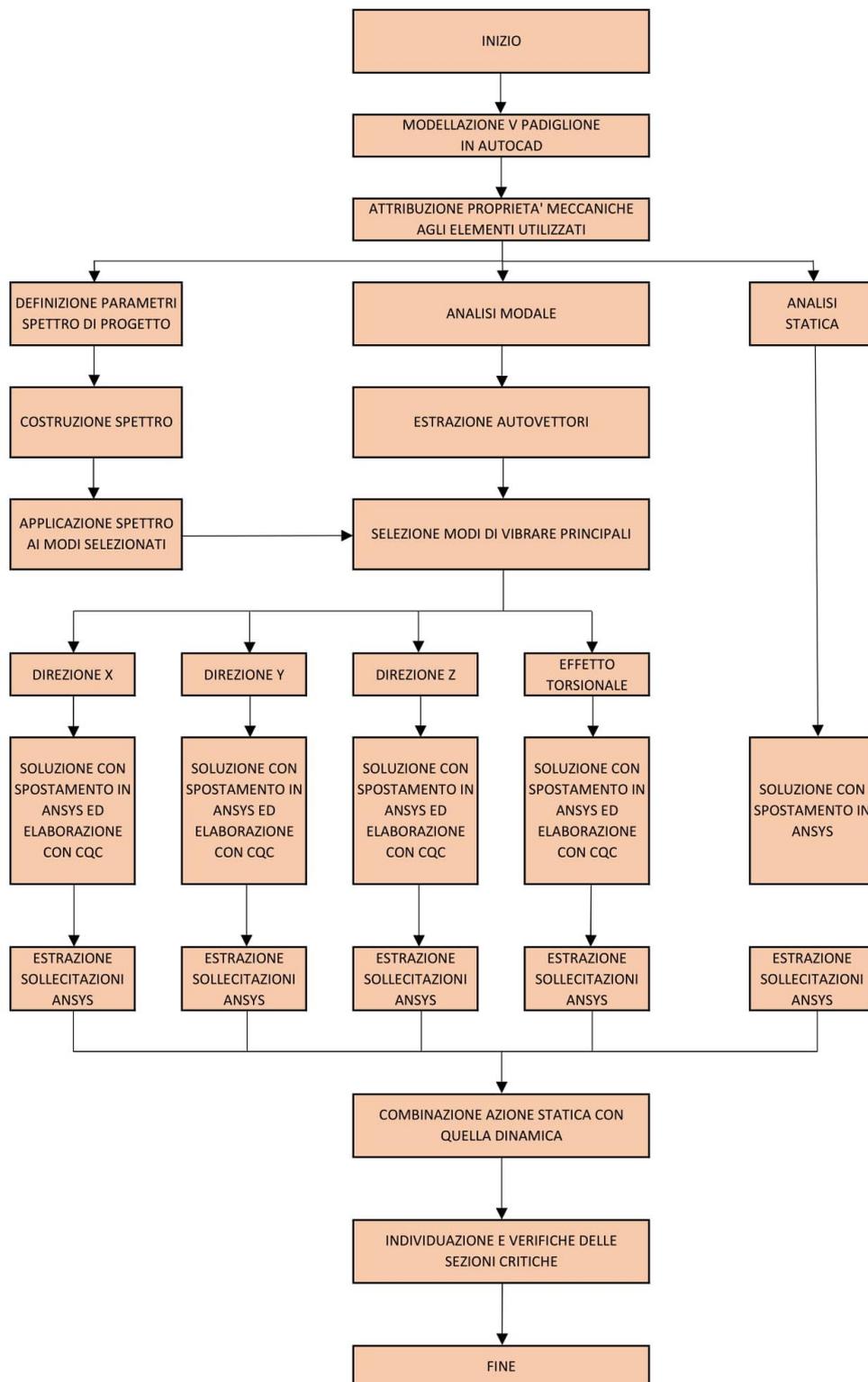


Figura 36 - Flow chart riassuntiva della metodologia di analisi adottata

4. Valutazioni sismiche

4.1 Analisi modale

L'analisi modale è lo studio del comportamento dinamico di una struttura quando viene sottoposta a vibrazione. Essa consiste nel valutare separatamente la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di oscillazione. Quindi con tale analisi è possibile andare ad individuare sia le frequenze di risonanza che le forme modali corrispondenti ad esse consentendo quindi al progettista di andare ad intervenire variando le frequenze proprie del sistema. Nel caso in esame l'analisi modale è stata condotta estraendo un elevato numero di modi di vibrare al fine di considerare un corretto valore di coinvolgimento delle masse. Per poter individuare la risposta strutturale sottoposta ad azioni dinamiche è stata effettuata l'analisi in Ansys estraendo 100 modi di vibrare. Per l'analisi non sono stati considerati tutti i modi di vibrare in quanto molti di essi presentavano una massa partecipante molto bassa. Seguendo la NTC2008, al paragrafo 7.3.3.1 si sottolinea che per una corretta analisi è necessario considerare tutti i modi aventi massa partecipante superiore al 5% o comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%; tuttavia tale risultato non è stato raggiunto.

Per l'analisi della struttura sono stati scelti i modi di vibrare in funzione della massa partecipante ma anche in considerazione degli effetti locali tali da indurre un aumento della vulnerabilità sismica della struttura. Viene riportata nel seguito una tabella raffigurante i vari modi di vibrare della struttura in funzione della massa partecipante nelle varie direzioni:

MODE	FREQUENCY [Hz]	PERIOD [s]	X	Y	Z	ROTX	ROTY	ROTZ
2	2.49144	0.40137	0.00	0.00	0.48	0.47	0.48	0.00
3	2.60672	0.38362	0.00	0.00	0.18	0.18	0.18	0.00
8	3.63733	0.27493	0.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
13	4.58917	0.2179	0.00	0.00	0.00	0.00036	0.00	0.00
23	6.33412	0.15788	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
24	6.34284	0.15766	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.96
42	9.99227	0.10008	0.00	0.00	0.20	0.19	0.20	0.00

Tabella 5 - Modi di vibrare significativi

MODE	FREQUENCY [Hz]	DESCRIZIONE DEI MODI SIGNIFICATIVI
2	2.49144	1° MODO IN DIREZIONE Z
3	2.60672	2° MODO IN DIREZIONE Z
8	3.63733	1° MODO TRASLAZIONALE IN DIREZIONE X
13	4.58917	1° MODO FLESSIONALE IN X
23	6.33412	2° MODO TRASLAZIONALE IN DIREZIONE X
24	6.34284	1° MODO TRASLAZIONALE IN DIREZIONE Y
42	9.99227	3° MODO IN DIREZIONE Z

Tabella 6 - Classificazione dei modi

Di seguito vengono plottati i 7 modi di vibrare considerati come principali:

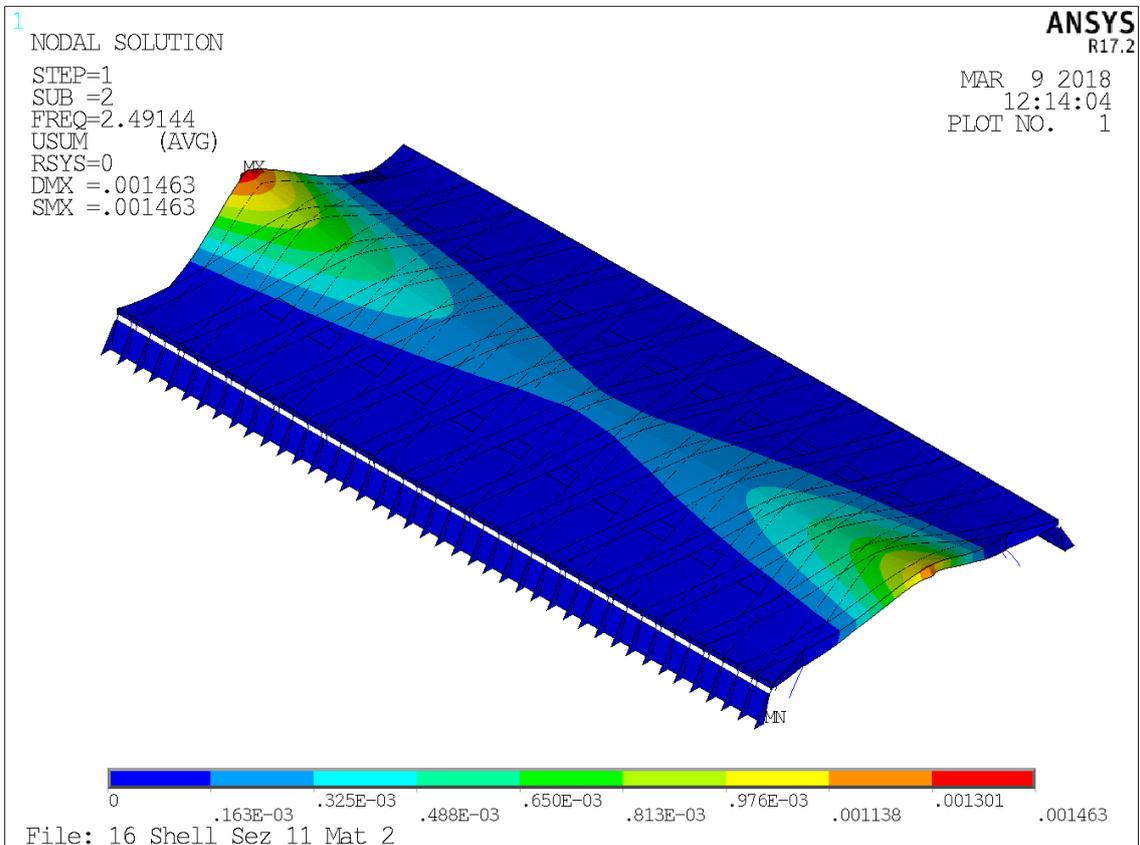


Figura 37 - Modo di vibrare n°2

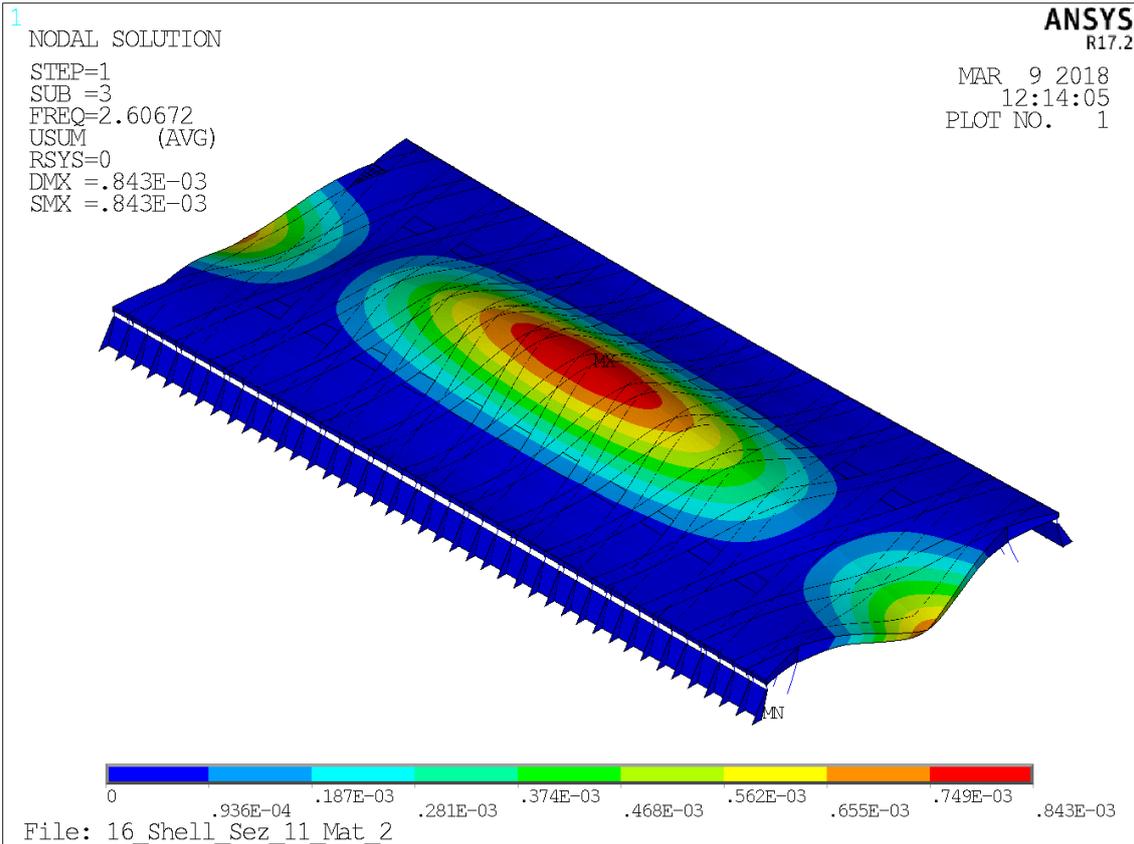


Figura 38 - Modo di vibrare n°3

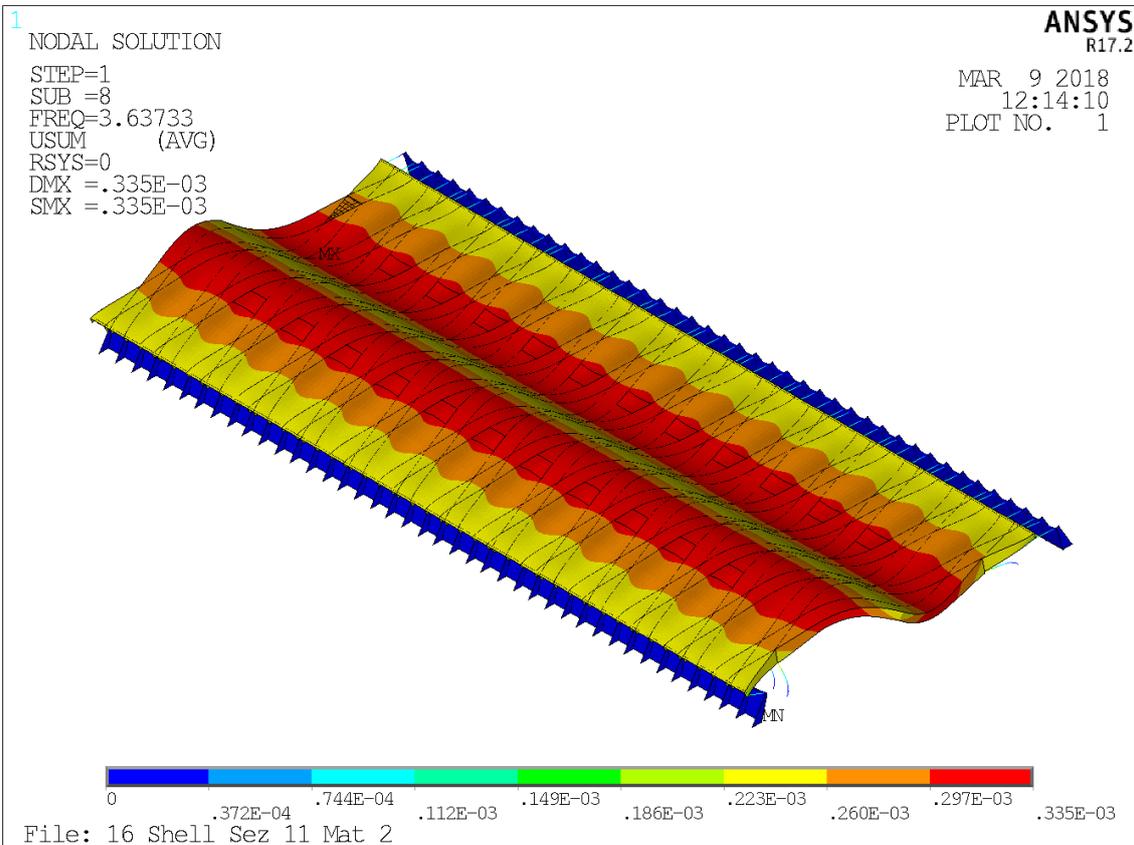


Figura 39 - Modo di vibrare n°8

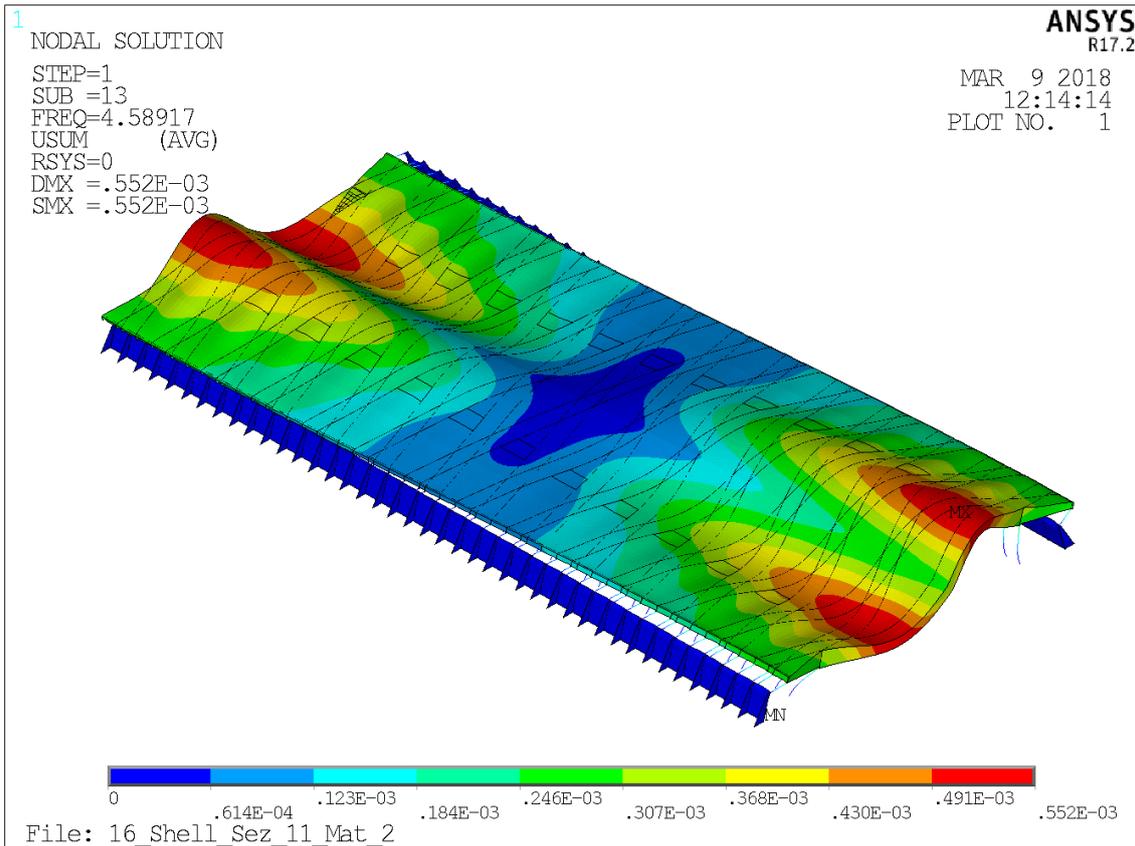


Figura 40 – Modo di vibrare n°13

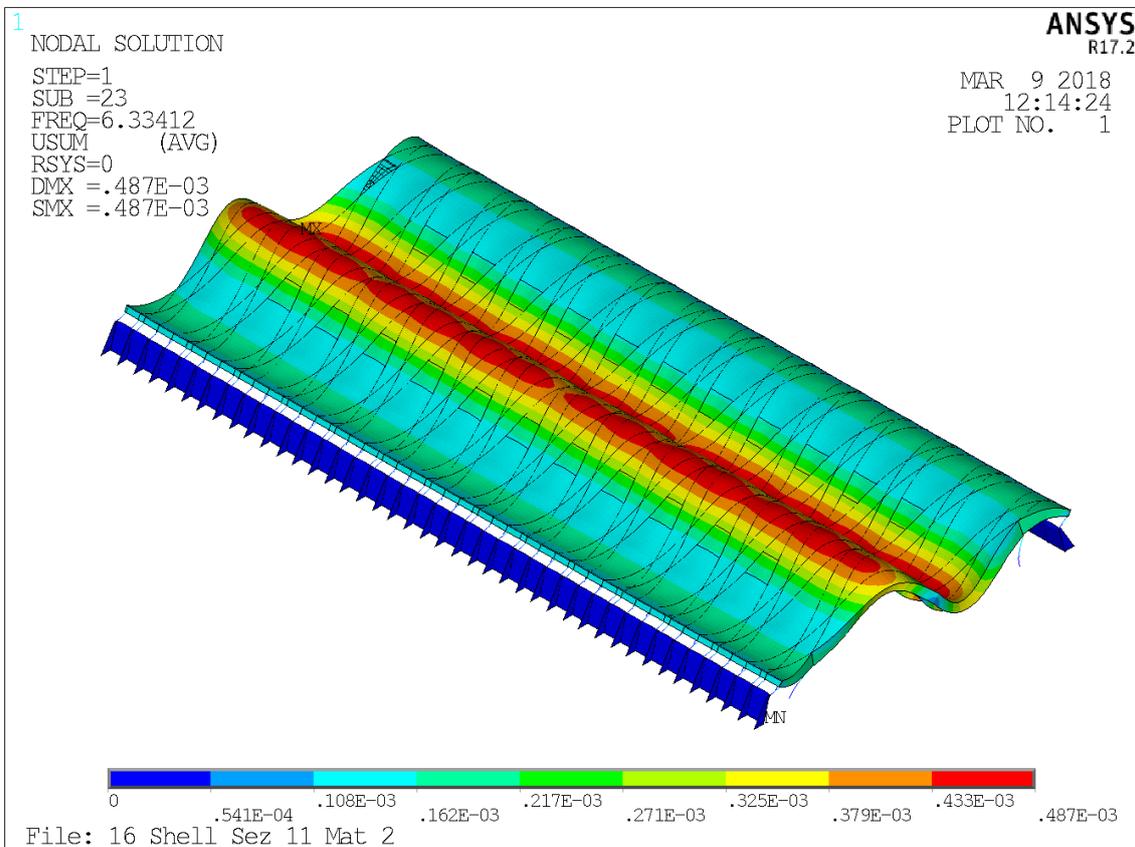


Figura 41 - Modo di vibrare n°23

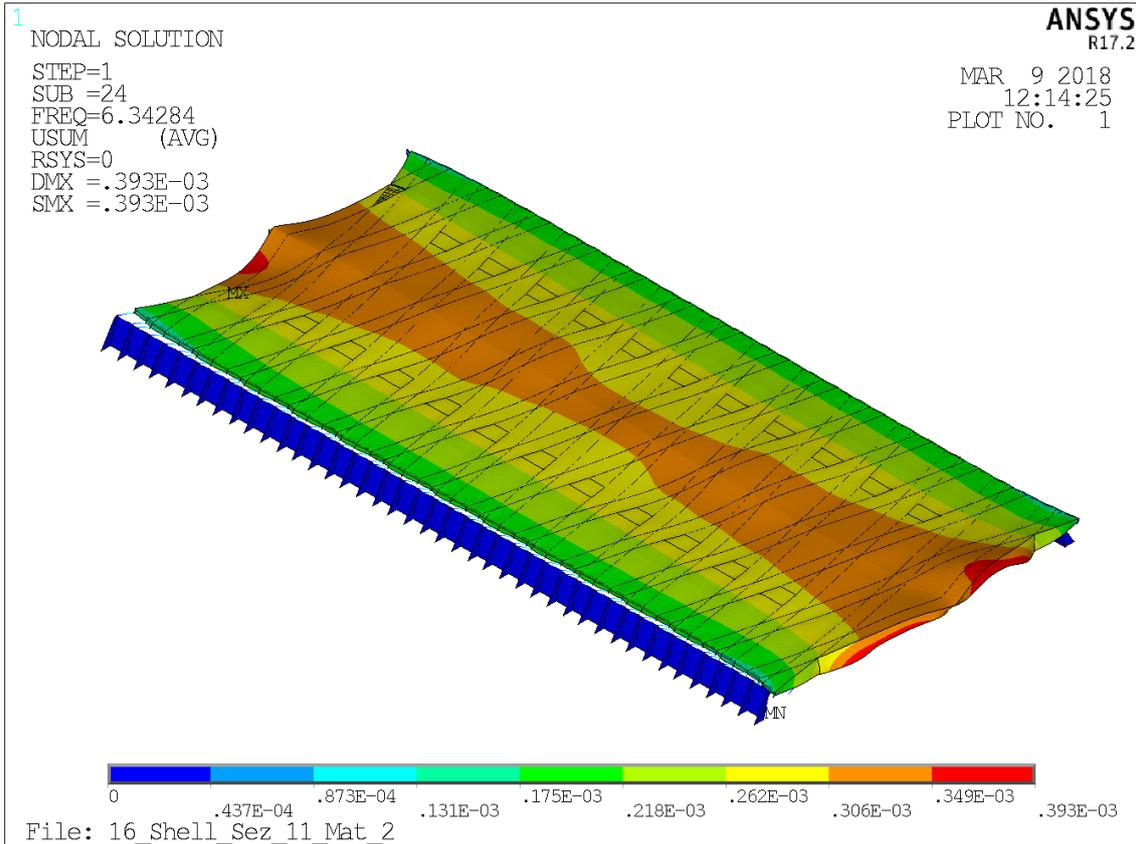


Figura 42 - Modo di vibrare n°24

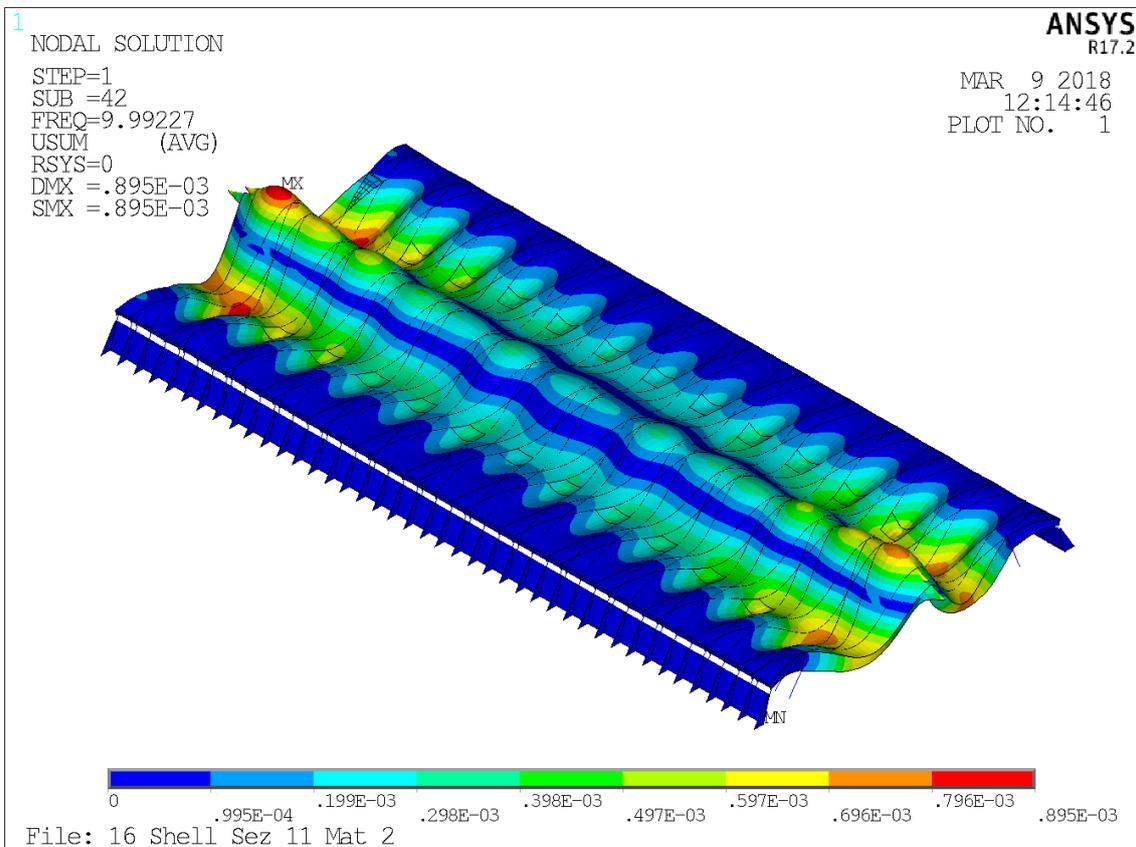


Figura 43- Modo di vibrare n°42

4.2 Risultati ottenuti

Come illustrato nel paragrafo precedente, per una corretta analisi modale è stato necessario andare a considerare, per la struttura in esame, un numero di modi di vibrare pari a 100 in modo da individuare i reali modi di vibrare che interessavano la struttura. Di questo elevato numero di modi di vibrare è stata effettuata una attenta selezione, in quanto la quasi totalità di essi erano dovuti ad effetti locali coinvolgendo una massa partecipante quasi nulla. I modi di vibrare aventi massa partecipante superiore al 5% o tali da indurre un aumento della vulnerabilità sismica sono stati riscontrati in un range compreso tra il 1° e il 42° modo. Questo ulteriore filtro è stato necessario a snellire l'analisi ed in particolare, come riportato nelle tabelle 5 e 6, i modi di vibrare considerati sono: il secondo avente una frazione di massa partecipante pari al 48% in direzione z, il terzo avente una massa partecipante del 18% sempre in direzione z, l'ottavo modo traslazionale in x con una massa partecipante del 77%, il tredicesimo che pur mobilitando una bassa frazione di massa partecipante con il suo modo rotazionale rispetto all'asse x induce un aumento di vulnerabilità sismica, il secondo modo traslazionale in direzione x è rappresentato dal ventitreesimo modo con massa partecipante pari al 21%, il successivo rappresenta il primo modo traslazionale in direzione y con un massa partecipante del 99% ed, infine, il quarantaduesimo modo con massa partecipante in direzione z pari al 20%

I sette modi di vibrare sopra menzionati sono stati adoperati per la definizione delle caratteristiche di sollecitazione definendo così l'analisi statica equivalente a cui verranno sommati gli effetti dell'analisi statica per le verifiche delle sezioni critiche.

4.3 Definizione spettro di progetto

Come riportato al paragrafo 3.2 delle NTC2008, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Le NTC2008 al paragrafo 3.2.3.1 definiscono l'azione sismica come costituita da 3 componenti di cui due orizzontali o traslazionali ed una verticale considerate tra di loro indipendenti. Nel caso di opere ricadenti in zona 3 o 4 è possibile non considerare la componente verticale ma per il Padiglione V, vista la grande luce in pianta, è stato necessario andare a combinare anche questa direzione con le due traslazionali. Le 3 componenti possono essere determinate adoperando gli spettri di risposta o gli accelerogrammi. Nel caso in esame è risultato conveniente lavorare con gli spettri di risposta considerando le caratteristiche del sito ove sorge la struttura. Per la definizione dello spettro di progetto è stato utilizzato il programma fornito dal Consiglio Superiore delle Infrastrutture mediante il quale inserendo i dati relativi al sito in esame è stato ricavato lo spettro elastico di normativa in termini di Pseudo-accelerazioni. I parametri utilizzati inseriti all'interno del programma sono i seguenti:

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso [C_u]	2
Periodo di riferimento [V_r]	100 anni
Categoria del suolo	C*
Categoria Topografica	T_1
Latitudine	45°03'05.5"
Longitudine	7°41'00.8"
ξ [%]	5
PV _r [%]	10
T_r	949 anni

Tabella 7 - Parametri per la determinazione degli spettri elastici di progetto

In riferimento al § 2.4.1 delle NTC 2008 la Vita Nominale di una struttura V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La costruzione in esame ricade nella categoria di costruzione di Tipo 2 (opere ordinarie o di importanza normale) a cui corrisponde una vita nominale di 50 anni. Al §2.4.2 vengono riportate le 4 classi d'uso la cui suddivisione fa riferimento ad una interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Il Padiglione V può essere classificato di Classe IV ovvero costruzione con funzioni pubbliche o strategiche importanti. Ad ogni Classe d'uso

viene associato un Coefficiente d'uso C_u che per il caso oggetto di studio corrisponde a 2.0. Il periodo di riferimento per l'azione sismica è riportato al § 2.4.3 e corrisponde al prodotto tra vita nominale e coefficiente d'uso. Per cui per una vita nominale di 50 anni e un coefficiente d'uso pari a 2.0, il periodo di riferimento risulta essere pari a 100 anni. Il sito si presenta particolarmente pianeggiante per cui è stata attribuita una categoria topografica T_1 . I dati relativi a longitudine e latitudine sono stati ricavati da Google Maps fornendo la corretta collocazione della struttura in esame. In tabella 7 è stato riportato anche il fattore di struttura i cui valori vengono forniti al § 7.4.3.2. Tale parametro consente di ridurre le ordinate dello spettro di progetto ma non essendo a conoscenza delle reali caratteristiche dell'opera si è operato considerando un fattore di struttura unitario sia per la determinazione dello spettro orizzontale che per quello verticale. Gli ulteriori parametri forniti al programma per la generazione degli spettri sono stati lo smorzamento pari al 5% e la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{vr} pari al 10% a cui corrisponde un periodo di ritorno di 949 anni. Di seguito viene plottato lo spettro elastico di progetto in termini di accelerazione:

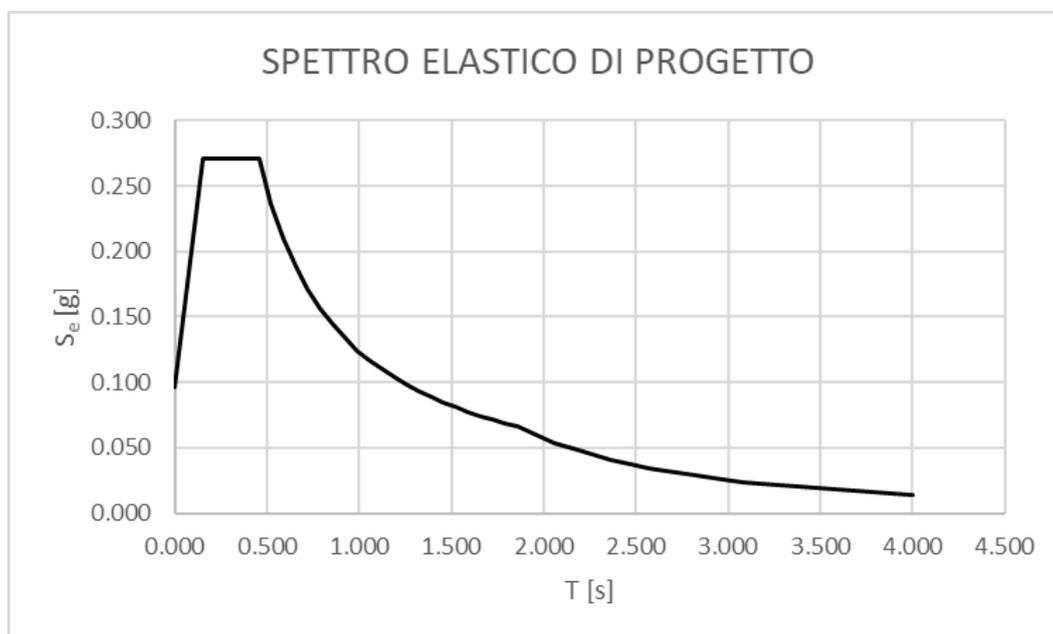


Figura 44 - Spettro elastico di progetto

4.4 Sezioni critiche

L'obiettivo del presente lavoro di tesi è la valutazione sismica del Padiglione V di Riccardo Morandi. Per rappresentare adeguatamente il comportamento sismico della struttura sono state scelte alcune sezioni considerate come critiche se sottoposte ad azione dinamica. Alcune tavole di progetto originali non è stato possibile reperirle per cui non è stato possibile conoscere con precisione la disposizione delle armature nella totalità degli elementi strutturali o il tiro a cui sono stati tesi i cavi da precompressione se non con riferimento ad alcuni stralci preliminari di progetto. Come definito nei paragrafi precedenti, il software di calcolo adoperato per determinare le sollecitazioni è Ansys.

In merito alle sollecitazioni riscontrate nel modello gli elementi maggiormente sollecitati risultano essere le bielle inclinate interne e le bielle-tiranti di collegamento tra le pareti contro terra e le nervature costituenti la copertura del Padiglione. Di seguito vengono plottate le tavole originali di progetto del '59 delle sezioni critiche esaminate.

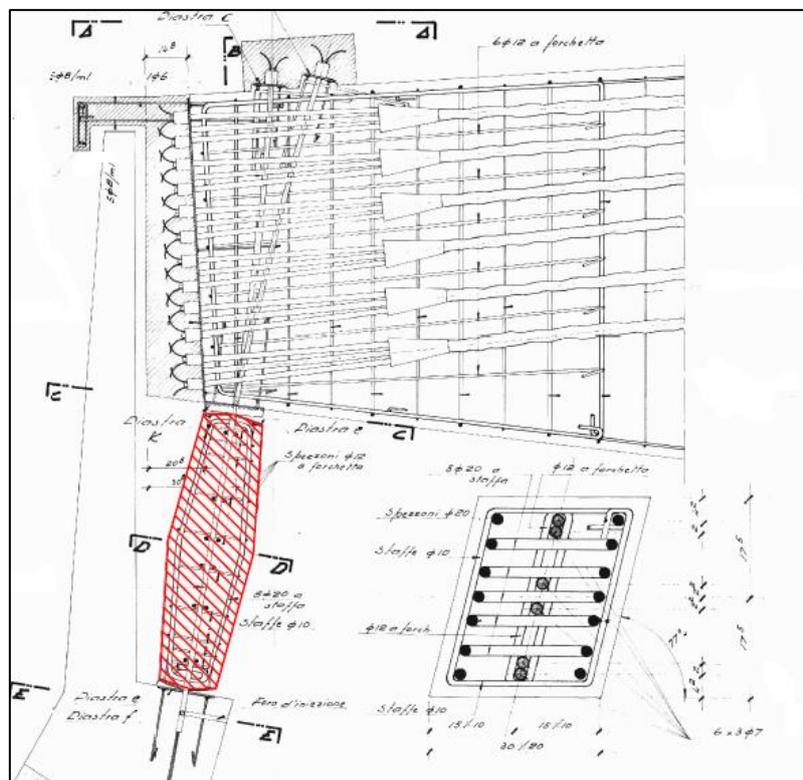


Figura 45 - Sezione critica - Bielletta-tirante

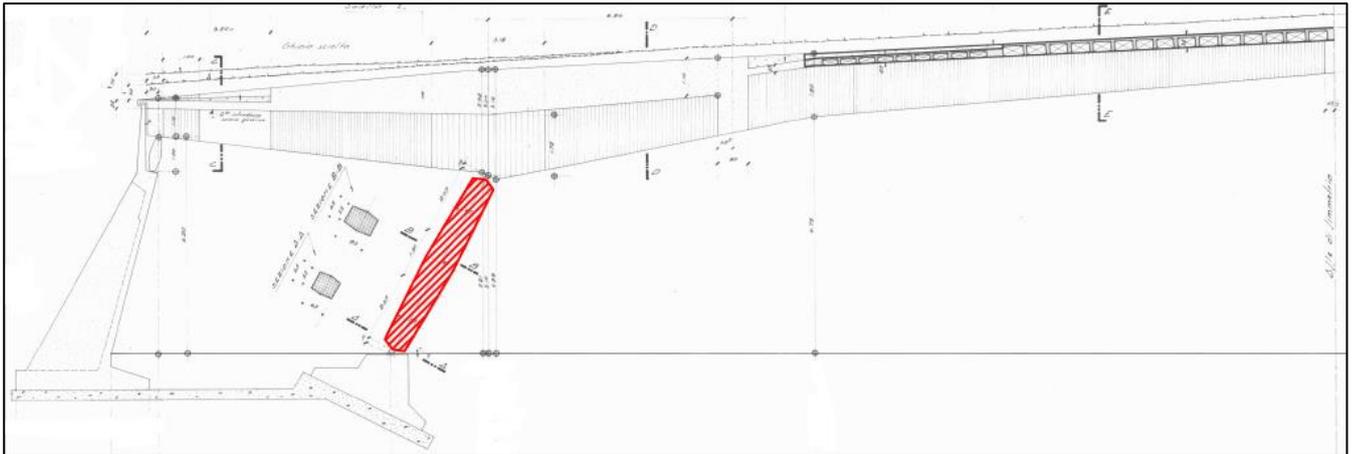


Figura 46 - Sezione critica - Biella interna

Le sezioni critiche analizzate risultano essere le seguenti:

- ✓ Biella interna sottoposta a sforzo normale di compressione nella direzione corta;
- ✓ Biella interna alla base sollecitata da sforzo normale di compressione e momento flettente nella direzione lunga;
- ✓ Bielletta-tirante soggetta a sforzo normale di trazione nella direzione corta;
- ✓ Bielletta-tirante interessata da sollecitazioni di momento flettente e sforzo normale nella direzione lunga;

4.5 *Combinazione delle azioni*

Prima di procedere con la verifica delle sezioni critiche, è necessario andare a definire la metodologia adoperata per la definizione delle sollecitazioni. Seguendo le direttive proposte al §7.3.5 delle NTC2008 è stato possibile valutare la risposta strutturale considerando separatamente le componenti sismiche traslazionali x e y e la componente verticale z. Quest'ultima poteva essere omessa in quanto il padiglione, secondo la classificazione sismica, ricade in zona 4, ma al §7.2.1 viene sottolineato che per elementi pressoché orizzontali con una luce superiore ai 20 m è necessario considerare oltre alle componenti orizzontali anche quella in direzione z. Per sottoporre la struttura a tali componenti è stato necessario elaborare uno script, riportato in allegato, contenente le caratteristiche sismiche dello spettro di progetto. Tale operazione è stata effettuata per le tre

componenti separatamente considerando per la struttura solo i modi definiti al paragrafo precedente. Per ciascuna direzione è stato necessario effettuare una combinazione dei modi di vibrare resa possibile mediante due approcci: SRSS, radice quadrata della somma dei quadrati, e CQC, combinazione quadratica completa. Il primo approccio non è stato possibile adoperarlo in quanto i periodi propri dei modi selezionati differivano tra di essi più del 10% per cui è stato utilizzato per la combinazione dei modi il secondo approccio. Lanciate le analisi in Ansys si sono ottenute le caratteristiche di sollecitazione per tutti i punti della struttura ma tale lavoro di tesi ha focalizzato l'attenzione sulle sezioni considerate come critiche in presenza di azioni sismiche. Ottenute le caratteristiche sismiche in termini di sforzo normale, momento flettente e taglio, prive di segno, queste ultime per le tre direzioni sono state combinate secondo una permutazione ciclica andando a considerare per ciascuna combinazione il contributo del 100% in una direzione e del 30% nelle altre due direzioni. In totale sono state considerate 24 permutazioni al fine di ottenere il valore massimo della caratteristica sismica in esame in valore assoluto. Nelle verifiche verrà proposto un esempio di permutazione sismica in modo da chiarire il procedimento adottato. Per una corretta analisi sismica, come riportato al §7.2.1 delle NTC2008 si deve inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico. Infatti è necessario considerare gli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. Per le strutture ordinarie al fine di indurre alla struttura gli effetti torsionali è possibile considerare una eccentricità del 5% del punto di applicazione della forza rispetto al baricentro delle masse. Per le strutture di grande entità, come quella in esame, gli effetti torsionali possono essere tenuti in conto calcolando i valori di momento torcente da applicare alla struttura, in quanto la determinazione del baricentro delle masse risulta più complessa. Per la definizione di tali momenti torcenti sono stati considerati i sette modi di vibrare a cui è sottoposta la struttura. Note le frequenze è stato possibile determinare i periodi riferiti ai sette modi e per interpolazione lineare è stato calcolato il valore di accelerazione di spettro corrispondente a tali modi. Delle accelerazioni è stata considerata quella massima, la più gravosa, in modo da calcolare la forza totale da applicare con una eccentricità del 5% rispetto al baricentro delle masse. La forza è stata definita come il prodotto

dell'accelerazione per la massa totale dell'edificio. Le distanze rispetto al baricentro sono state valutate considerando il valore $\pm 0.05 L$ e $\pm 0.05 B$ con L e B le due dimensioni strutturali, ottenendo i seguenti risultati: 7.55 m e 3.45 m. Moltiplicando la forza totale per tali distanze si sono ottenuti i valori di momento torcente da applicare alla struttura ed essendo quest'ultima simmetrica è stato possibile considerare solo due valori di momento torcente a cui è stato attribuito il segno positivo e negativo. Infine è stata lanciata in Ansys l'analisi statica della struttura al fine di combinarla con le caratteristiche sismiche come riportato nella combinazione 2.5.5 al §2.5.3 delle NTC2008.

In definitiva le azioni statiche sono state combinate con quelle sismiche secondo la seguente procedura: dalla permutazione delle azioni sismiche per le direzioni x , y e z è stato calcolato il massimo in valore assoluto, per cui privo di segno, ottenendo così due valori delle sollecitazioni da combinare a loro volta con le azioni ottenute dai torcenti in un caso con segno positivo e nell'altro con segno negativo. In questo modo per la determinazione di ciascuna caratteristica della sollecitazione si sono ottenute otto combinazioni verificate ciascuna con i corrispondenti valori resistenti. Di seguito viene mostrata una tabella raffigurante le otto combinazioni:

COMBINAZIONI DELLE AZIONI
COMBINAZIONE 1 _A = CARATT. STATICA + CARATT. SISMICA + CARATT. TORCENTE 1
COMBINAZIONE 1 _B = CARATT. STATICA - CARATT. SISMICA + CARATT. TORCENTE 1
COMBINAZIONE 1 _C = CARATT. STATICA + CARATT. SISMICA - CARATT. TORCENTE 1
COMBINAZIONE 1 _D = CARATT. STATICA - CARATT. SISMICA - CARATT. TORCENTE 1
COMBINAZIONE 2 _A = CARATT. STATICA + CARATT. SISMICA + CARATT. TORCENTE 2
COMBINAZIONE 2 _B = CARATT. STATICA - CARATT. SISMICA + CARATT. TORCENTE 2
COMBINAZIONE 2 _C = CARATT. STATICA + CARATT. SISMICA - CARATT. TORCENTE 2
COMBINAZIONE 2 _D = CARATT. STATICA - CARATT. SISMICA - CARATT. TORCENTE 2

Tabella 8 - Combinazione delle azioni

4.6 Verifiche sismiche

Al fine di verificare lo stato di fatto della struttura, sono state analizzate alcune sezioni significative per le verifiche di resistenza. Le verifiche sono state condotte secondo le procedure fornite

dall'attuale normativa vigente in Italia, le NTC2008, per elementi soggetti a sforzo normale, momento flettente e taglio. In prima analisi vengono fornite nelle tabelle sottostanti le caratteristiche dei materiali costituenti la struttura ricavate dall'appendice relativa alle prescrizioni di esecuzione preliminari del Padiglione V:

CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA O ALLUMINOSO DENOMINATO ANCHE CALCESTRUZZO TIPO 680 (Resistenza cubica minima a 28 gg: 450 Kg/cm²) BIELLE, SOLAI E STRUTTURE PRINCIPALI		
R _{ck}	450	[Kg/cm ²]
f _{ck}	37.35	[N/mm ²]
F.C.	1.35	-
α _{cc}	0.85	-
f _{cd}	23.52	[N/mm ²]

Tabella 9 - Calcestruzzo per bielle, solai e strutture speciali

CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA O ALLUMINOSO DENOMINATO ANCHE CALCESTRUZZO TIPO 680 (Resistenza cubica minima a 28 gg: 350 Kg/cm²) MURI DI SOSTEGNO E COSTOLATURE		
R _{ck}	350	[Kg/cm ²]
f _{ck}	29.05	[N/mm ²]
F.C.	1.35	-
α _{cc}	0.85	-
f _{cd}	18.29	[N/mm ²]

Tabella 10 - Calcestruzzo per muro di sostegno e costolatura

R.D.L. n°229/1939 BARRE TONDE DEL TIPO REGOLAMENTARE AQ 50		
f _{yk}	27	[Kg/mm ²]
f _{yk}	270	[N/mm ²]
F.C.	1.35	-
f _{yd}	200.00	[N/mm ²]

Tabella 11 - Caratteristiche acciaio AQ50

ACCIAIO SPECIALE PER ARMATURE DA PRECOMPRESSIONE TIPO TC/2 DELLE TRAFILERIE E CORDERIE ITALIANE		
f_{pk}	175	Kg/mm ²
f_{pk}	1750	N/mm ²
F.C.	1.35	-
$f_{p0.1k} / f_{pk}$	0.9	-
f_{pd}	1166.67	N/mm ²

Tabella 12 - Caratteristiche acciaio speciale da precompressione

All'Archivio Maire Technimont, Ex Fiat Engineering, sono presenti alcuni stralci delle relazioni tecniche preliminari in cui sono fornite le caratteristiche dei materiali, calcestruzzo e acciaio. Morandi ha adoperato due tipologie di calcestruzzo in funzione del tipo di elemento. Per la parete contro-terra e le costolature ha utilizzato un calcestruzzo con una resistenza cubica minima a 28 giorni pari a 350 Kg/cm² mentre per le bielle, il solaio e le altre strutture principali ha adoperato un calcestruzzo con resistenza cubica minima a 28 giorni pari a 450 Kg/cm². A partire dagli stralci delle relazioni sono stati determinati i valori di progetto da adoperare nelle verifiche strutturali delle sezioni critiche considerando sia il fattore α_{cc} che tiene conto degli effetti viscosi ma, in particolar modo, è stato utilizzato un fattore di confidenza FC pari a 1.35 con riferimento alle circolari C8A.1.B.3 e B.4.

Dalle relazioni tecniche è stato possibile conoscere anche la tipologia di acciaio adoperata ovvero barre tonde del tipo regolamentare AQ50 con tensione di snervamento di 27 Kg/mm² e anche in questo caso è stato considerato un fattore di confidenza FC pari a 1.35. Sempre dalle relazioni di calcolo è emersa l'altra tipologia di acciaio utilizzata: acciaio speciale per cavi di precompressione diametro 7 mm con carico di rottura a 175 Kg/mm².

Vengono riportate di seguito le caratteristiche sollecitanti e resistenti per le bielle interne analizzando i vari elementi lungo la direzione trasversale e longitudinale. Nella direzione corta è stato considerato un comportamento degli elementi tipo biella per cui le uniche sollecitazioni ottenute sono state quelle di sforzo normale di compressione lungo l'asse dell'elemento. Nella direzione lunga è stato considerato un caso studio standard in quanto non si conosce l'effettivo

grado di vincolo, per cui il comportamento degli elementi inclinati è stato considerato come incastro-incastro effettuando delle verifiche a pressoflessione, dovuta a momento flettente e sforzo normale, e verifica a taglio. Viene plottata nel seguito una biella generica e successivamente vengono proposte le caratteristiche di sollecitazione con le rispettive verifiche.

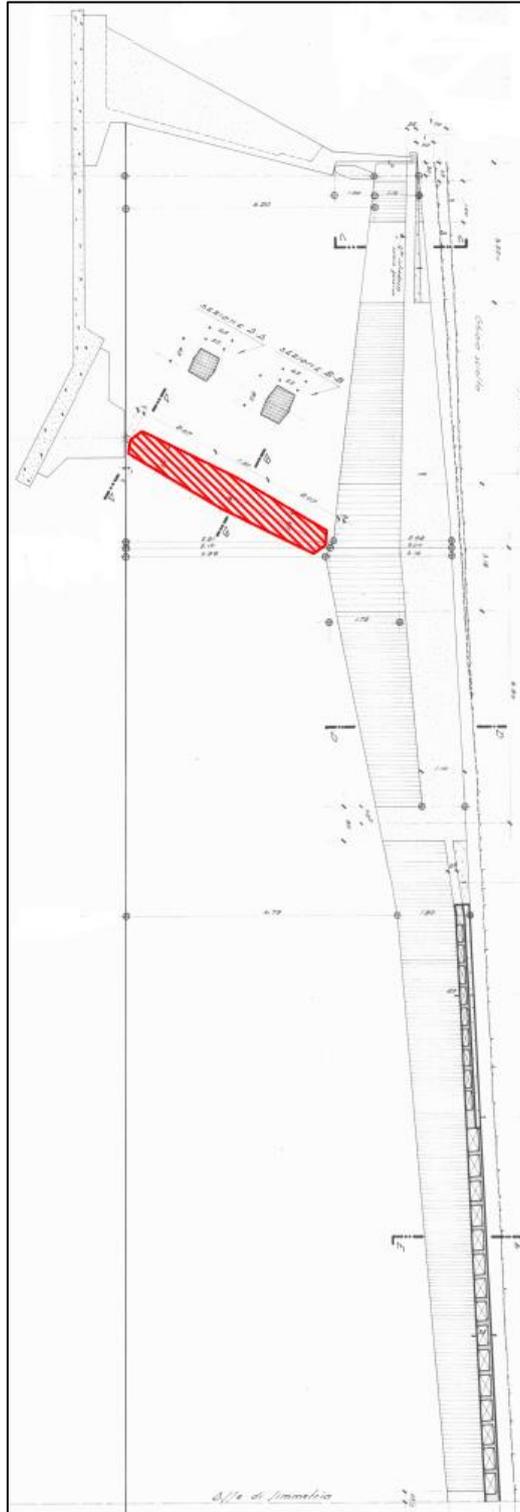


Figura 47 - Biella generica sottoposta a verifiche

BIELLA INTERNA N°1					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
232867	221613	58985.8	-2850000	83278.9	38054.4

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	317046.64
1	-0.3	0.3	184078.84
1	0.3	-0.3	281655.16
1	-0.3	-0.3	148687.36
-1	0.3	0.3	148687.36
-1	-0.3	0.3	281655.16
-1	0.3	-0.3	184078.84
-1	-0.3	-0.3	317046.64
0.3	1	0.3	309168.84
-0.3	1	0.3	169448.64
0.3	1	-0.3	273777.36
-0.3	1	-0.3	134057.16
0.3	-1	0.3	134057.16
-0.3	-1	0.3	273777.36
0.3	-1	-0.3	169448.64
-0.3	-1	-0.3	309168.84
0.3	0.3	1	195329.8
-0.3	0.3	1	55609.6
0.3	-0.3	1	62362
-0.3	-0.3	1	77358.2
0.3	0.3	-1	77358.2
-0.3	0.3	-1	62362
0.3	-0.3	-1	55609.6
-0.3	-0.3	-1	195329.8

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	317046.64
---	-----------

N _{1A}	-2449674.46	N
N _{1B}	-3083767.74	N
N _{1C}	-2616232.26	N
N _{1D}	-3250325.54	N
N _{2A}	-2494898.96	N
N _{2B}	-3128992.24	N
N _{2C}	-2571007.76	N
N _{2D}	-3205101.04	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°2					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
364107	101729	68660.8	-3660000	9619.66	4018.95

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	415223.94
1	-0.3	0.3	354186.54
1	0.3	-0.3	374027.46
1	-0.3	-0.3	312990.06
-1	0.3	0.3	312990.06
-1	-0.3	0.3	374027.46
-1	0.3	-0.3	354186.54
-1	-0.3	-0.3	415223.94
0.3	1	0.3	231559.34
-0.3	1	0.3	13095.14
0.3	1	-0.3	190362.86
-0.3	1	-0.3	28101.34
0.3	-1	0.3	28101.34
-0.3	-1	0.3	190362.86
0.3	-1	-0.3	13095.14
-0.3	-1	-0.3	231559.34
0.3	0.3	1	208411.6
-0.3	0.3	1	10052.6
0.3	-0.3	1	147374.2
-0.3	-0.3	1	71090
0.3	0.3	-1	71090
-0.3	0.3	-1	147374.2
0.3	-0.3	-1	10052.6
-0.3	-0.3	-1	208411.6

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	415223.94
---	-----------

N _{1A}	-3235156.4	N
N _{1B}	-4065604.28	N
N _{1C}	-3254395.72	N
N _{1D}	-4084843.6	N
N _{2A}	-3240757.11	N
N _{2B}	-4071204.99	N
N _{2C}	-3248795.01	N
N _{2D}	-4079242.89	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°13					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
334942	5821.69	58985.8	-3480000	46449.3	21225

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	354384.247
1	-0.3	0.3	350891.233
1	0.3	-0.3	318992.767
1	-0.3	-0.3	315499.753
-1	0.3	0.3	315499.753
-1	-0.3	0.3	318992.767
-1	0.3	-0.3	350891.233
-1	-0.3	-0.3	354384.247
0.3	1	0.3	124000.03
-0.3	1	0.3	76965.17
0.3	1	-0.3	88608.55
-0.3	1	-0.3	112356.65
0.3	-1	0.3	112356.65
-0.3	-1	0.3	88608.55
0.3	-1	-0.3	76965.17
-0.3	-1	-0.3	124000.03
0.3	0.3	1	161214.907
-0.3	0.3	1	39750.293
0.3	-0.3	1	157721.893
-0.3	-0.3	1	43243.307
0.3	0.3	-1	43243.307
-0.3	0.3	-1	157721.893
0.3	-0.3	-1	39750.293
-0.3	-0.3	-1	161214.907

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	354384.247
---	------------

N _{1A}	-3079166.453	N
N _{1B}	-3787934.947	N
N _{1C}	-3172065.053	N
N _{1D}	-3880833.547	N
N _{2A}	-3104390.753	N
N _{2B}	-3813159.247	N
N _{2C}	-3146840.753	N
N _{2D}	-3855609.247	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°28					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
232867	221613	58985.8	-2850000	82454.3	37677.6

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	317046.64
1	-0.3	0.3	184078.84
1	0.3	-0.3	281655.16
1	-0.3	-0.3	148687.36
-1	0.3	0.3	148687.36
-1	-0.3	0.3	281655.16
-1	0.3	-0.3	184078.84
-1	-0.3	-0.3	317046.64
0.3	1	0.3	309168.84
-0.3	1	0.3	169448.64
0.3	1	-0.3	273777.36
-0.3	1	-0.3	134057.16
0.3	-1	0.3	134057.16
-0.3	-1	0.3	273777.36
0.3	-1	-0.3	169448.64
-0.3	-1	-0.3	309168.84
0.3	0.3	1	195329.8
-0.3	0.3	1	55609.6
0.3	-0.3	1	62362
-0.3	-0.3	1	77358.2
0.3	0.3	-1	77358.2
-0.3	0.3	-1	62362
0.3	-0.3	-1	55609.6
-0.3	-0.3	-1	195329.8

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	317046.64
---	-----------

N _{1A}	-2450499.06	N
N _{1B}	-3084592.34	N
N _{1C}	-2615407.66	N
N _{1D}	-3249500.94	N
N _{2A}	-2495275.76	N
N _{2B}	-3129369.04	N
N _{2C}	-2570630.96	N
N _{2D}	-3204724.24	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°29					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
232867	221613	58985.8	-2850000	82454.3	37677.6

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	317046.64
1	-0.3	0.3	184078.84
1	0.3	-0.3	281655.16
1	-0.3	-0.3	148687.36
-1	0.3	0.3	148687.36
-1	-0.3	0.3	281655.16
-1	0.3	-0.3	184078.84
-1	-0.3	-0.3	317046.64
0.3	1	0.3	309168.84
-0.3	1	0.3	169448.64
0.3	1	-0.3	273777.36
-0.3	1	-0.3	134057.16
0.3	-1	0.3	134057.16
-0.3	-1	0.3	273777.36
0.3	-1	-0.3	169448.64
-0.3	-1	-0.3	309168.84
0.3	0.3	1	195329.8
-0.3	0.3	1	55609.6
0.3	-0.3	1	62362
-0.3	-0.3	1	77358.2
0.3	0.3	-1	77358.2
-0.3	0.3	-1	62362
0.3	-0.3	-1	55609.6
-0.3	-0.3	-1	195329.8

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	317046.64
---	-----------

N _{1A}	-2450499.06	N
N _{1B}	-3084592.34	N
N _{1C}	-2615407.66	N
N _{1D}	-3249500.94	N
N _{2A}	-2495275.76	N
N _{2B}	-3129369.04	N
N _{2C}	-2570630.96	N
N _{2D}	-3204724.24	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°41					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
334942	5821.69	58985.8	-3660000	9619.66	4018.95

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	354384.247
1	-0.3	0.3	350891.233
1	0.3	-0.3	318992.767
1	-0.3	-0.3	315499.753
-1	0.3	0.3	315499.753
-1	-0.3	0.3	318992.767
-1	0.3	-0.3	350891.233
-1	-0.3	-0.3	354384.247
0.3	1	0.3	124000.03
-0.3	1	0.3	76965.17
0.3	1	-0.3	88608.55
-0.3	1	-0.3	112356.65
0.3	-1	0.3	112356.65
-0.3	-1	0.3	88608.55
0.3	-1	-0.3	76965.17
-0.3	-1	-0.3	124000.03
0.3	0.3	1	161214.907
-0.3	0.3	1	39750.293
0.3	-0.3	1	157721.893
-0.3	-0.3	1	43243.307
0.3	0.3	-1	43243.307
-0.3	0.3	-1	157721.893
0.3	-0.3	-1	39750.293
-0.3	-0.3	-1	161214.907

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	354384.247
---	------------

N _{1A}	-3295996.093	N
N _{1B}	-4004764.587	N
N _{1C}	-3315235.413	N
N _{1D}	-4024003.907	N
N _{2A}	-3301596.803	N
N _{2B}	-4010365.297	N
N _{2C}	-3309634.703	N
N _{2D}	-4018403.197	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°56					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
232867	221613	58985.8	-3030000	83278.9	38054.4

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	317046.64
1	-0.3	0.3	184078.84
1	0.3	-0.3	281655.16
1	-0.3	-0.3	148687.36
-1	0.3	0.3	148687.36
-1	-0.3	0.3	281655.16
-1	0.3	-0.3	184078.84
-1	-0.3	-0.3	317046.64
0.3	1	0.3	309168.84
-0.3	1	0.3	169448.64
0.3	1	-0.3	273777.36
-0.3	1	-0.3	134057.16
0.3	-1	0.3	134057.16
-0.3	-1	0.3	273777.36
0.3	-1	-0.3	169448.64
-0.3	-1	-0.3	309168.84
0.3	0.3	1	195329.8
-0.3	0.3	1	55609.6
0.3	-0.3	1	62362
-0.3	-0.3	1	77358.2
0.3	0.3	-1	77358.2
-0.3	0.3	-1	62362
0.3	-0.3	-1	55609.6
-0.3	-0.3	-1	195329.8

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	317046.64
---	-----------

N _{1A}	-2629674.46	N
N _{1B}	-3263767.74	N
N _{1C}	-2796232.26	N
N _{1D}	-3430325.54	N
N _{2A}	-2674898.96	N
N _{2B}	-3308992.24	N
N _{2C}	-2751007.76	N
N _{2D}	-3385101.04	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

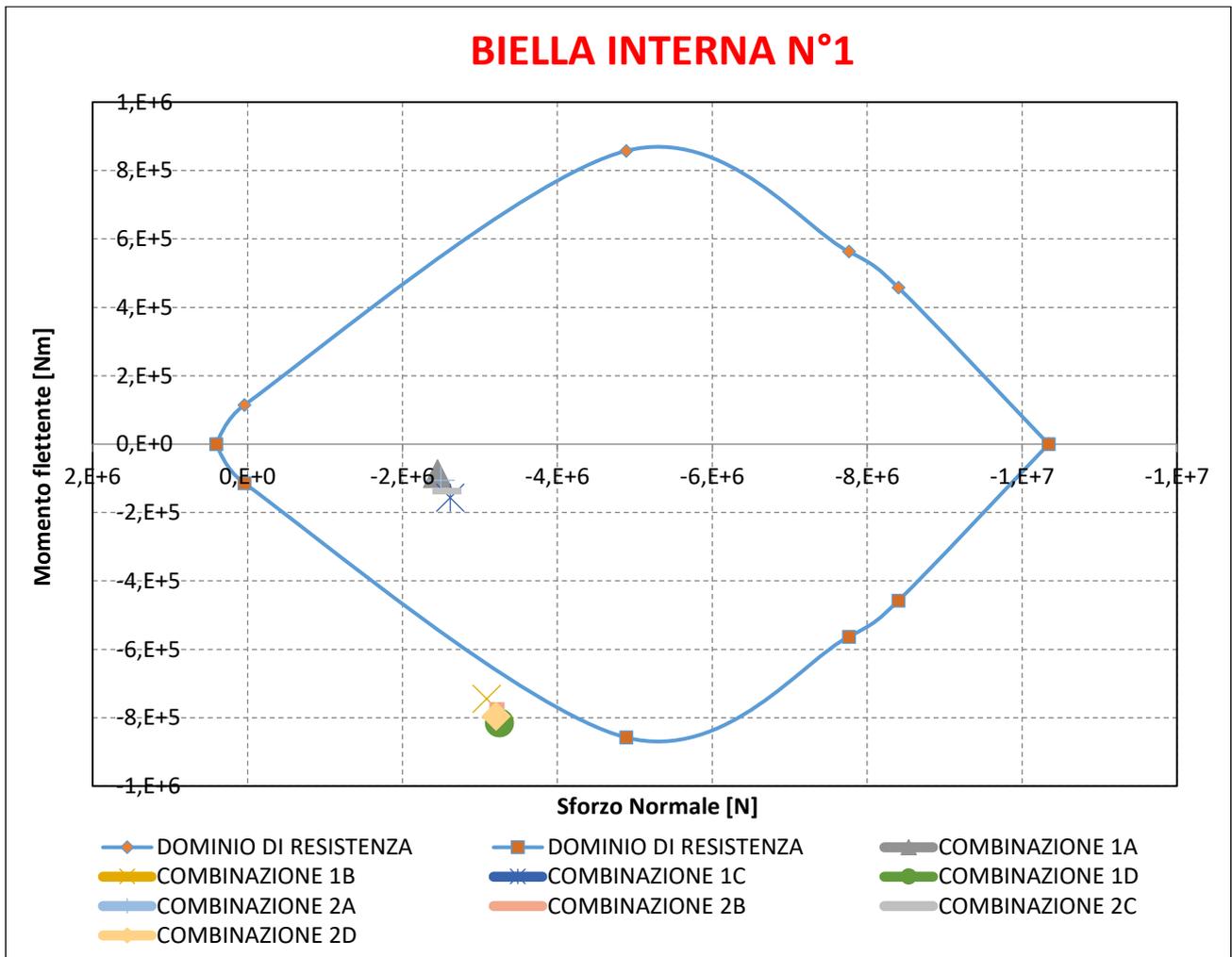
BIELLA INTERNA N°1					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
314345	36839.8	12833.3	-450558	35070.6	16025.6
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
232867	221613	58985.8	-2850000	83278.9	38054.4

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	317046.64	329246.93
1	-0.3	0.3	184078.84	307143.05
1	0.3	-0.3	281655.16	321546.95
1	-0.3	-0.3	148687.36	299443.07
-1	0.3	0.3	148687.36	299443.07
-1	-0.3	0.3	281655.16	321546.95
-1	0.3	-0.3	184078.84	307143.05
-1	-0.3	-0.3	317046.64	329246.93
0.3	1	0.3	309168.84	134993.29
-0.3	1	0.3	169448.64	53613.71
0.3	1	-0.3	273777.36	127293.31
-0.3	1	-0.3	134057.16	61313.69
0.3	-1	0.3	134057.16	61313.69
-0.3	-1	0.3	273777.36	127293.31
0.3	-1	-0.3	169448.64	53613.71
-0.3	-1	-0.3	309168.84	134993.29
0.3	0.3	1	195329.8	118188.74
-0.3	0.3	1	55609.6	70418.26
0.3	-0.3	1	62362	96084.86
-0.3	-0.3	1	77358.2	92522.14
0.3	0.3	-1	77358.2	92522.14
-0.3	0.3	-1	62362	96084.86
0.3	-0.3	-1	55609.6	70418.26
-0.3	-0.3	-1	195329.8	118188.74

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS	317046.64	329246.93
--	-----------	-----------

N _{1A}	-2449674.5	N
N _{1B}	-3083767.7	N
N _{1C}	-2616232.3	N
N _{1D}	-3250325.5	N
N _{2A}	-2494899	N
N _{2B}	-3128992.2	N
N _{2C}	-2571007.8	N
N _{2D}	-3205101	N

M _{1A}	-86240.47	Nm
M _{1B}	-744734.33	Nm
M _{1C}	-156381.67	Nm
M _{1D}	-814875.53	Nm
M _{2A}	-105285.47	Nm
M _{2B}	-763779.33	Nm
M _{2C}	-137336.67	Nm
M _{2D}	-795830.53	Nm



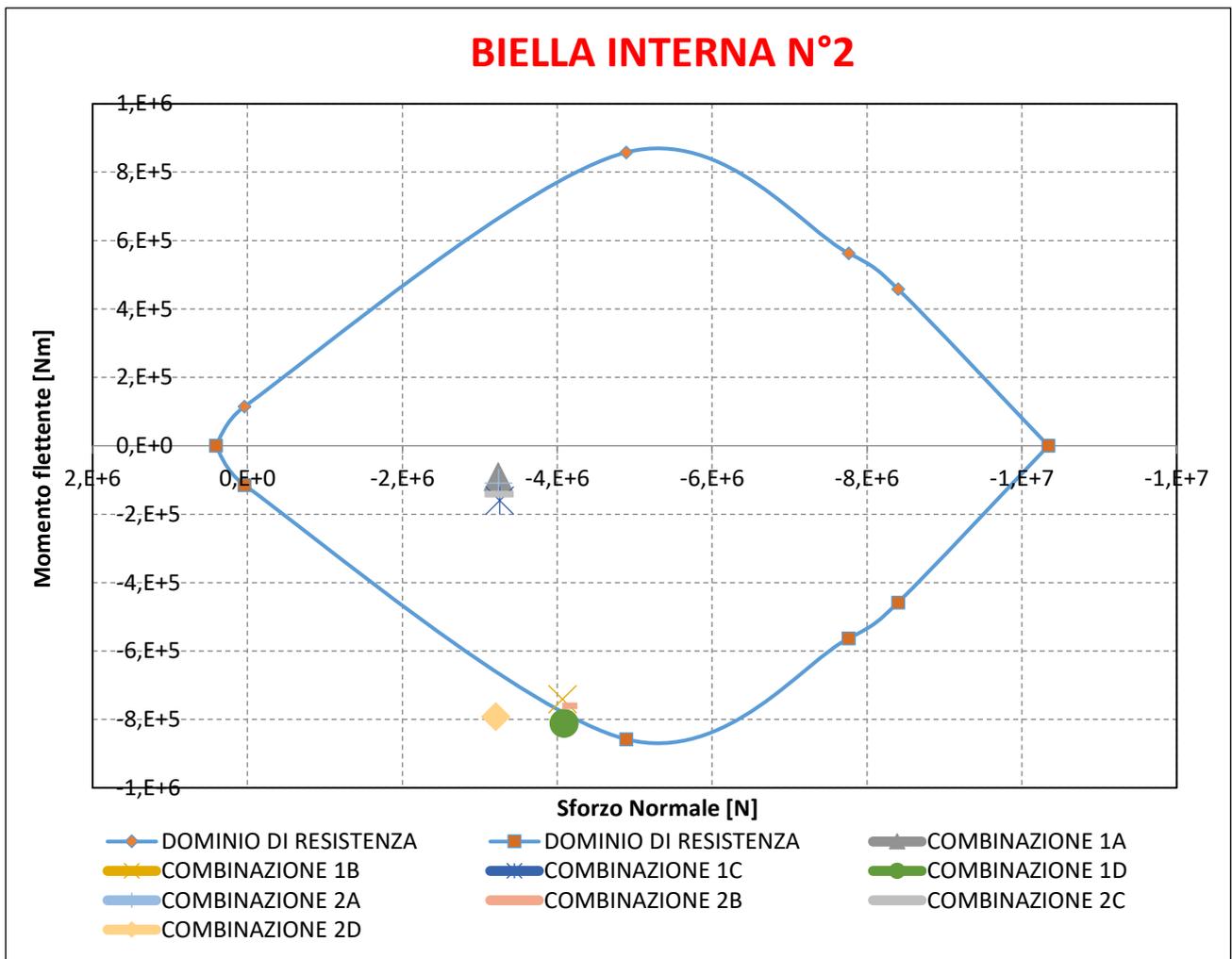
BIELLA INTERNA N°2					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
314345	24576.9	12833.3	-450558	35070.6	16025.6
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
364107	101729	68660.8	-3660000	9619.66	4018.95

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	415223.94	325568.06
1	-0.3	0.3	354186.54	310821.92
1	0.3	-0.3	374027.46	317868.08
1	-0.3	-0.3	312990.06	303121.94
-1	0.3	0.3	312990.06	303121.94
-1	-0.3	0.3	374027.46	317868.08
-1	0.3	-0.3	354186.54	310821.92
-1	-0.3	-0.3	415223.94	325568.06
0.3	1	0.3	231559.34	122730.39
-0.3	1	0.3	13095.14	65876.61
0.3	1	-0.3	190362.86	115030.41
-0.3	1	-0.3	28101.34	73576.59
0.3	-1	0.3	28101.34	73576.59
-0.3	-1	0.3	190362.86	115030.41
0.3	-1	-0.3	13095.14	65876.61
-0.3	-1	-0.3	231559.34	122730.39
0.3	0.3	1	208411.6	114509.87
-0.3	0.3	1	10052.6	74097.13
0.3	-0.3	1	147374.2	99763.73
-0.3	-0.3	1	71090	88843.27
0.3	0.3	-1	71090	88843.27
-0.3	0.3	-1	147374.2	99763.73
0.3	-0.3	-1	10052.6	74097.13
-0.3	-0.3	-1	208411.6	114509.87

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	415223.94	325568.06

N _{1A}	-3235156	N
N _{1B}	-4065604	N
N _{1C}	-3254396	N
N _{1D}	-4084844	N
N _{2A}	-3240757	N
N _{2B}	-4071205	N
N _{2C}	-3248795	N
N _{2D}	-3205101	N

M _{1A}	-89919.34	Nm
M _{1B}	-741055.46	Nm
M _{1C}	-160060.54	Nm
M _{1D}	-811196.66	Nm
M _{2A}	-108964.34	Nm
M _{2B}	-760100.46	Nm
M _{2C}	-141015.54	Nm
M _{2D}	-792151.66	Nm



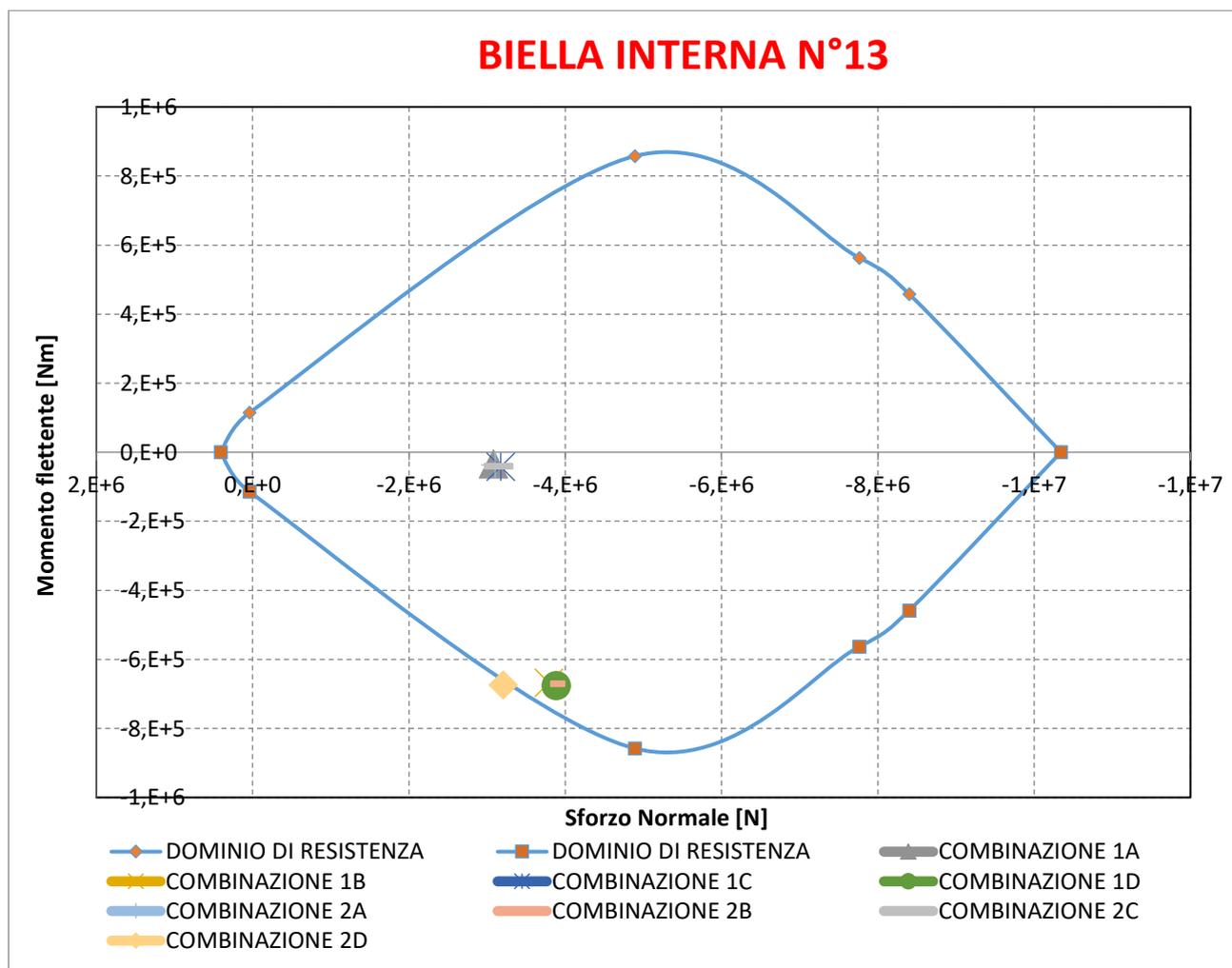
BIELLA INTERNA N°13					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
314345	51.119	8681.19	-355102	3880.29	1773.1
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
334942	5821.69	58985.8	-3480000	46449.3	21225

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	354384.247	316964.6927
1	-0.3	0.3	350891.233	316934.0213
1	0.3	-0.3	318992.767	311755.9787
1	-0.3	-0.3	315499.753	311725.3073
-1	0.3	0.3	315499.753	311725.3073
-1	-0.3	0.3	318992.767	311755.9787
-1	0.3	-0.3	350891.233	316934.0213
-1	-0.3	-0.3	354384.247	316964.6927
0.3	1	0.3	124000.03	96958.976
-0.3	1	0.3	76965.17	91648.024
0.3	1	-0.3	88608.55	91750.262
-0.3	1	-0.3	112356.65	96856.738
0.3	-1	0.3	112356.65	96856.738
-0.3	-1	0.3	88608.55	91750.262
0.3	-1	-0.3	76965.17	91648.024
-0.3	-1	-0.3	124000.03	96958.976
0.3	0.3	1	161214.907	103000.0257
-0.3	0.3	1	39750.293	85606.9743
0.3	-0.3	1	157721.893	102969.3543
-0.3	-0.3	1	43243.307	85637.6457
0.3	0.3	-1	43243.307	85637.6457
-0.3	0.3	-1	157721.893	102969.3543
0.3	-0.3	-1	39750.293	85606.9743
-0.3	-0.3	-1	161214.907	103000.0257

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	354384.247	316964.6927

N _{1A}	-3079166	N
N _{1B}	-3787935	N
N _{1C}	-3172065	N
N _{1D}	-3880834	N
N _{2A}	-3104391	N
N _{2B}	-3813159	N
N _{2C}	-3146841	N
N _{2D}	-3205101	N

M _{1A}	-34257.02	Nm
M _{1B}	-668186.4	Nm
M _{1C}	-42017.6	Nm
M _{1D}	-675947	Nm
M _{2A}	-36364.21	Nm
M _{2B}	-670293.6	Nm
M _{2C}	-39910.41	Nm
M _{2D}	-673839.8	Nm



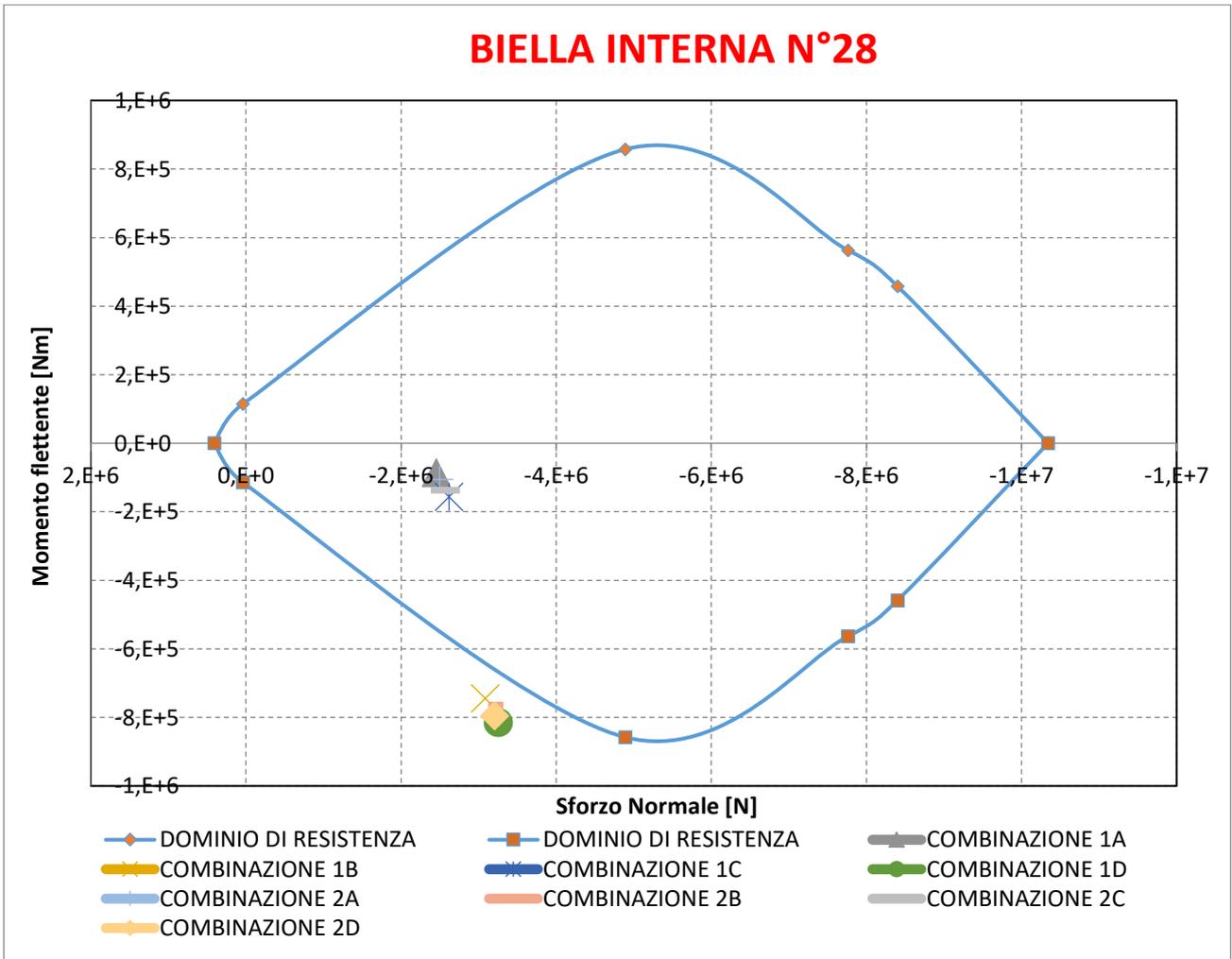
BIELLA INTERNA N°28					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
314345	36839.8	12833.3	-450558	35041	16012
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
232867	221613	58985.8	-2850000	82454.3	37677.6

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	317046.64	329246.93
1	-0.3	0.3	184078.84	307143.05
1	0.3	-0.3	281655.16	321546.95
1	-0.3	-0.3	148687.36	299443.07
-1	0.3	0.3	148687.36	299443.07
-1	-0.3	0.3	281655.16	321546.95
-1	0.3	-0.3	184078.84	307143.05
-1	-0.3	-0.3	317046.64	329246.93
0.3	1	0.3	309168.84	134993.29
-0.3	1	0.3	169448.64	53613.71
0.3	1	-0.3	273777.36	127293.31
-0.3	1	-0.3	134057.16	61313.69
0.3	-1	0.3	134057.16	61313.69
-0.3	-1	0.3	273777.36	127293.31
0.3	-1	-0.3	169448.64	53613.71
-0.3	-1	-0.3	309168.84	134993.29
0.3	0.3	1	195329.8	118188.74
-0.3	0.3	1	55609.6	70418.26
0.3	-0.3	1	62362	96084.86
-0.3	-0.3	1	77358.2	92522.14
0.3	0.3	-1	77358.2	92522.14
-0.3	0.3	-1	62362	96084.86
0.3	-0.3	-1	55609.6	70418.26
-0.3	-0.3	-1	195329.8	118188.74

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	317046.64	329246.93

N _{1A}	-2450499	N
N _{1B}	-3084592	N
N _{1C}	-2615408	N
N _{1D}	-3249501	N
N _{2A}	-2495276	N
N _{2B}	-3129369	N
N _{2C}	-2570631	N
N _{2D}	-3205101	N

M _{1A}	-86270.07	Nm
M _{1B}	-744763.9	Nm
M _{1C}	-156352.1	Nm
M _{1D}	-814845.9	Nm
M _{2A}	-105299.1	Nm
M _{2B}	-763792.9	Nm
M _{2C}	-137323.1	Nm
M _{2D}	-795816.9	Nm



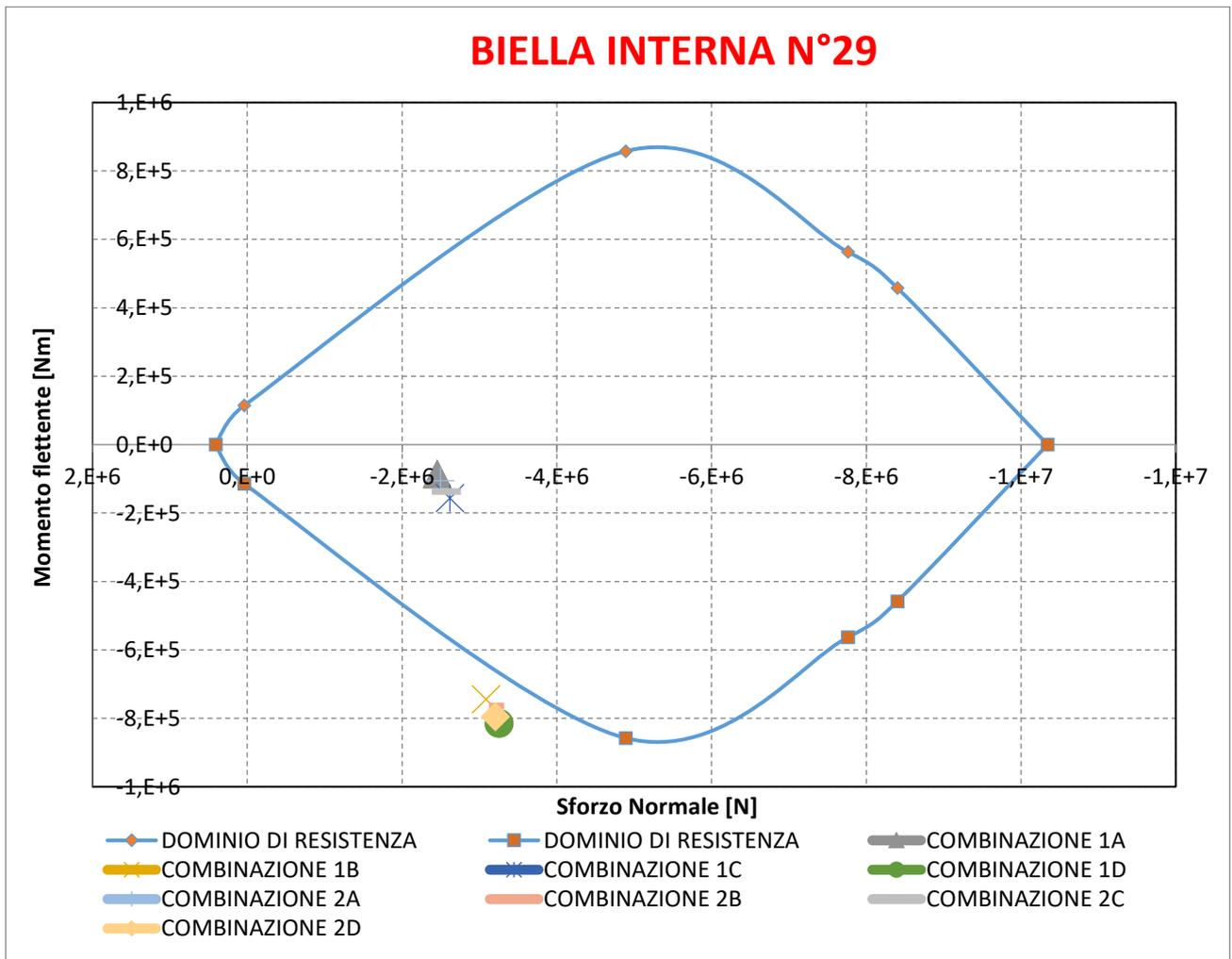
BIELLA INTERNA N°29					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
314345	36839.8	12833.3	-450558	35041	16012
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
232867	221613	58985.8	-2850000	82454.3	37677.6

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	317046.64	329246.93
1	-0.3	0.3	184078.84	307143.05
1	0.3	-0.3	281655.16	321546.95
1	-0.3	-0.3	148687.36	299443.07
-1	0.3	0.3	148687.36	299443.07
-1	-0.3	0.3	281655.16	321546.95
-1	0.3	-0.3	184078.84	307143.05
-1	-0.3	-0.3	317046.64	329246.93
0.3	1	0.3	309168.84	134993.29
-0.3	1	0.3	169448.64	53613.71
0.3	1	-0.3	273777.36	127293.31
-0.3	1	-0.3	134057.16	61313.69
0.3	-1	0.3	134057.16	61313.69
-0.3	-1	0.3	273777.36	127293.31
0.3	-1	-0.3	169448.64	53613.71
-0.3	-1	-0.3	309168.84	134993.29
0.3	0.3	1	195329.8	118188.74
-0.3	0.3	1	55609.6	70418.26
0.3	-0.3	1	62362	96084.86
-0.3	-0.3	1	77358.2	92522.14
0.3	0.3	-1	77358.2	92522.14
-0.3	0.3	-1	62362	96084.86
0.3	-0.3	-1	55609.6	70418.26
-0.3	-0.3	-1	195329.8	118188.74

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	317046.64	329246.93

N _{1A}	-2450499.06	N
N _{1B}	-3084592.34	N
N _{1C}	-2615407.66	N
N _{1D}	-3249500.94	N
N _{2A}	-2495275.76	N
N _{2B}	-3129369.04	N
N _{2C}	-2570630.96	N
N _{2D}	-3205101.04	N

M _{1A}	-86270.07	Nm
M _{1B}	-744763.93	Nm
M _{1C}	-156352.07	Nm
M _{1D}	-814845.93	Nm
M _{2A}	-105299.07	Nm
M _{2B}	-763792.93	Nm
M _{2C}	-137323.07	Nm
M _{2D}	-795816.93	Nm



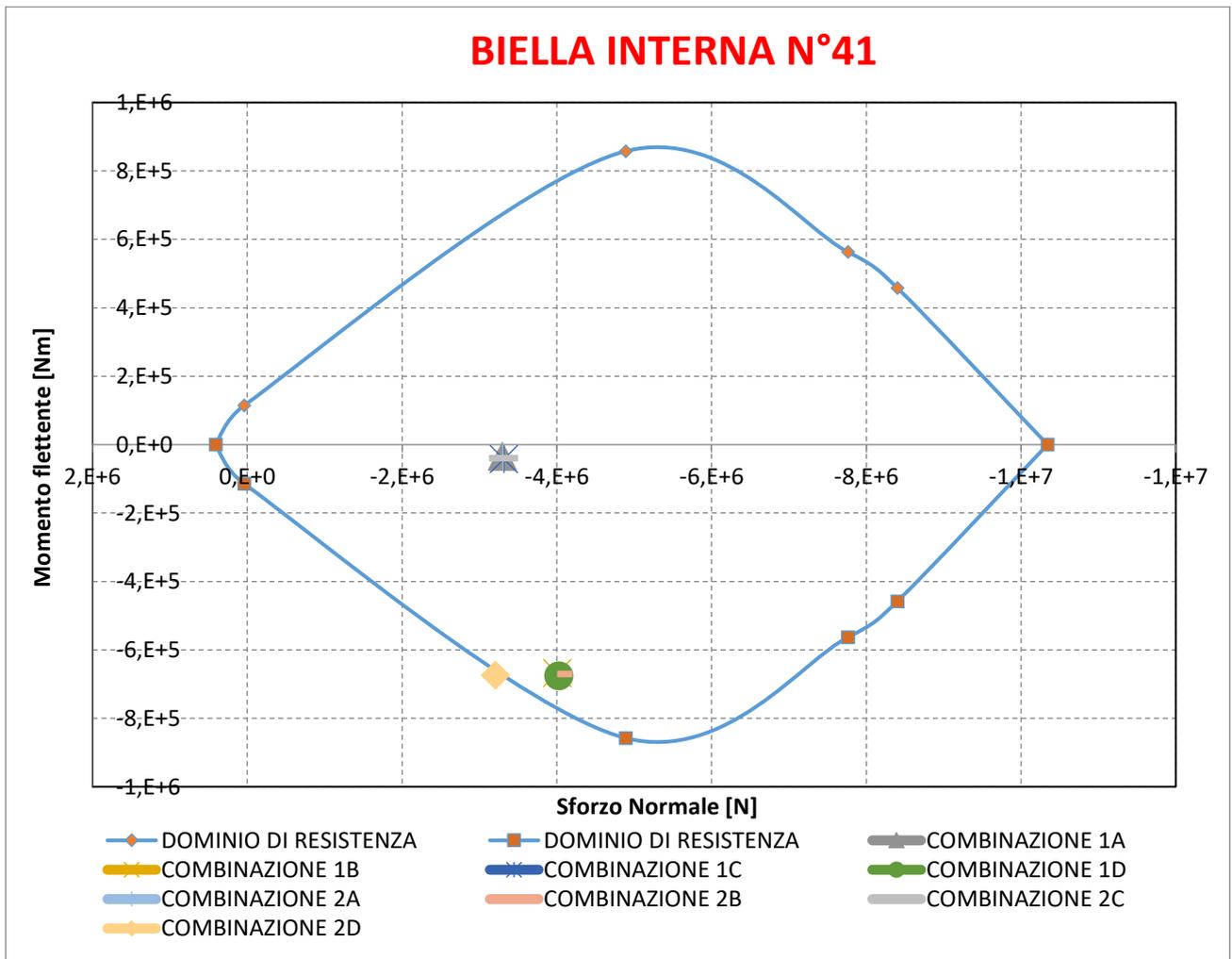
BIELLA INTERNA N°41					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
314345	51.119	8681.19	-355102	3880.29	1773.1
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
334942	5821.69	58985.8	-3660000	9619.66	4018.95

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	354384.247	316964.6927
1	-0.3	0.3	350891.233	316934.0213
1	0.3	-0.3	318992.767	311755.9787
1	-0.3	-0.3	315499.753	311725.3073
-1	0.3	0.3	315499.753	311725.3073
-1	-0.3	0.3	318992.767	311755.9787
-1	0.3	-0.3	350891.233	316934.0213
-1	-0.3	-0.3	354384.247	316964.6927
0.3	1	0.3	124000.03	96958.976
-0.3	1	0.3	76965.17	91648.024
0.3	1	-0.3	88608.55	91750.262
-0.3	1	-0.3	112356.65	96856.738
0.3	-1	0.3	112356.65	96856.738
-0.3	-1	0.3	88608.55	91750.262
0.3	-1	-0.3	76965.17	91648.024
-0.3	-1	-0.3	124000.03	96958.976
0.3	0.3	1	161214.907	103000.0257
-0.3	0.3	1	39750.293	85606.9743
0.3	-0.3	1	157721.893	102969.3543
-0.3	-0.3	1	43243.307	85637.6457
0.3	0.3	-1	43243.307	85637.6457
-0.3	0.3	-1	157721.893	102969.3543
0.3	-0.3	-1	39750.293	85606.9743
-0.3	-0.3	-1	161214.907	103000.0257

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	354384.247	316964.6927

N _{1A}	-3295996	N
N _{1B}	-4004765	N
N _{1C}	-3315235	N
N _{1D}	-4024004	N
N _{2A}	-3301597	N
N _{2B}	-4010365	N
N _{2C}	-3309635	N
N _{2D}	-3205101	N

M _{1A}	-34257.02	Nm
M _{1B}	-668186.4	Nm
M _{1C}	-42017.6	Nm
M _{1D}	-675947	Nm
M _{2A}	-36364.21	Nm
M _{2B}	-670293.6	Nm
M _{2C}	-39910.41	Nm
M _{2D}	-673839.8	Nm



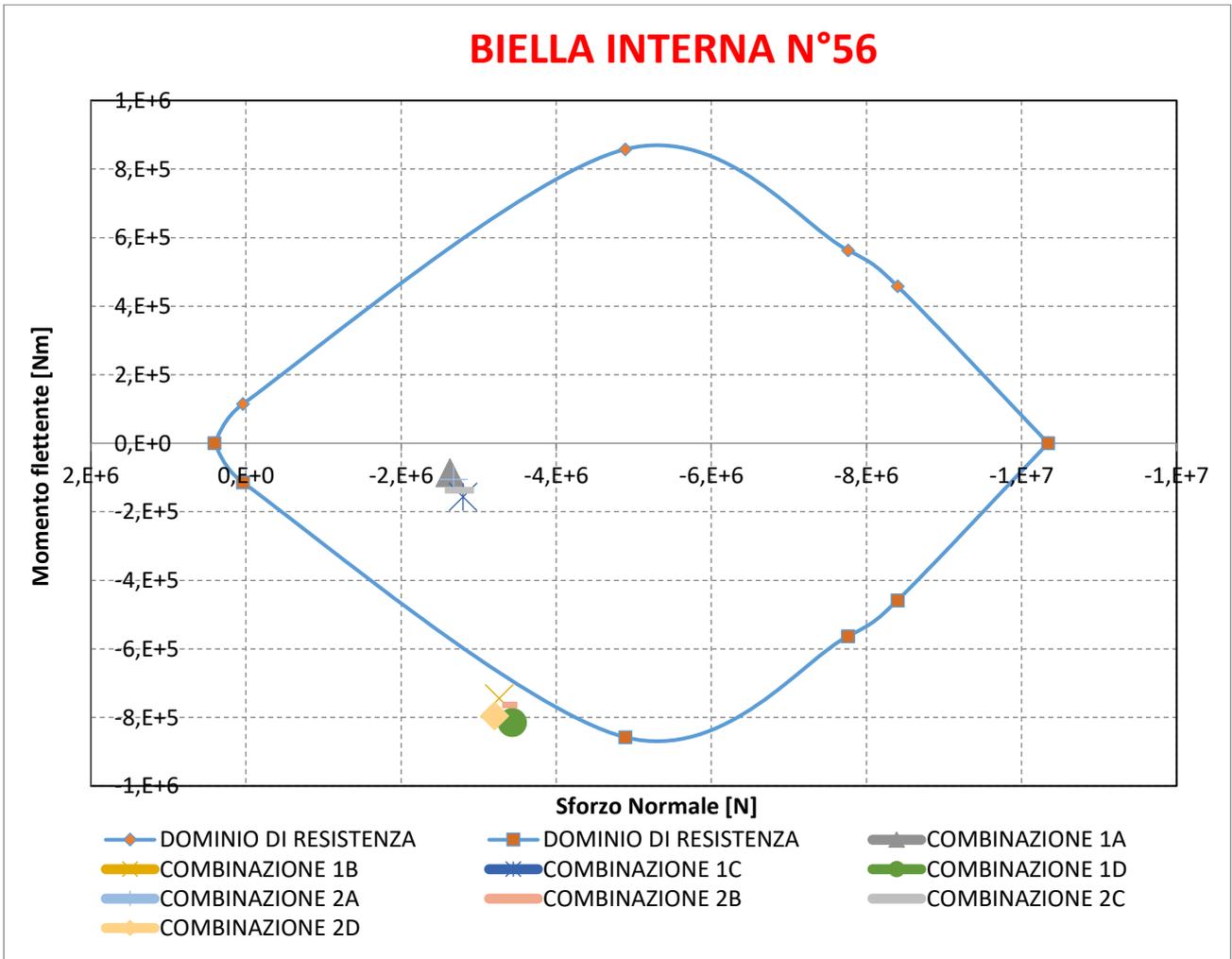
BIELLA INTERNA N°56					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
314345	51.119	8681.19	-355102	3880.29	1773.1
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
334942	5821.69	58985.8	-3660000	9619.66	4018.95

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	317046.64	329246.93
1	-0.3	0.3	184078.84	307143.05
1	0.3	-0.3	281655.16	321546.95
1	-0.3	-0.3	148687.36	299443.07
-1	0.3	0.3	148687.36	299443.07
-1	-0.3	0.3	281655.16	321546.95
-1	0.3	-0.3	184078.84	307143.05
-1	-0.3	-0.3	317046.64	329246.93
0.3	1	0.3	309168.84	134993.29
-0.3	1	0.3	169448.64	53613.71
0.3	1	-0.3	273777.36	127293.31
-0.3	1	-0.3	134057.16	61313.69
0.3	-1	0.3	134057.16	61313.69
-0.3	-1	0.3	273777.36	127293.31
0.3	-1	-0.3	169448.64	53613.71
-0.3	-1	-0.3	309168.84	134993.29
0.3	0.3	1	195329.8	118188.74
-0.3	0.3	1	55609.6	70418.26
0.3	-0.3	1	62362	96084.86
-0.3	-0.3	1	77358.2	92522.14
0.3	0.3	-1	77358.2	92522.14
-0.3	0.3	-1	62362	96084.86
0.3	-0.3	-1	55609.6	70418.26
-0.3	-0.3	-1	195329.8	118188.74

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	317046.64	329246.93

N _{1A}	-2629674	N
N _{1B}	-3263768	N
N _{1C}	-2796232	N
N _{1D}	-3430326	N
N _{2A}	-2674899	N
N _{2B}	-3308992	N
N _{2C}	-2751008	N
N _{2D}	-3205101	N

M _{1A}	-86240.47	Nm
M _{1B}	-744734.33	Nm
M _{1C}	-156381.67	Nm
M _{1D}	-814875.53	Nm
M _{2A}	-105285.47	Nm
M _{2B}	-763779.33	Nm
M _{2C}	-137336.67	Nm
M _{2D}	-795830.53	Nm



BIELLA INTERNA N°1					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
61538.1	7566.85	2577.14	69604.6	6811.55	3112.54

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	64581.297
1	-0.3	0.3	60041.187
1	0.3	-0.3	63035.013
1	-0.3	-0.3	58494.903
-1	0.3	0.3	58494.903
-1	-0.3	0.3	63035.013
-1	0.3	-0.3	60041.187
-1	-0.3	-0.3	64581.297
0.3	1	0.3	26801.422
-0.3	1	0.3	10121.438
0.3	1	-0.3	25255.138
-0.3	1	-0.3	11667.722
0.3	-1	0.3	11667.722
-0.3	-1	0.3	25255.138
0.3	-1	-0.3	10121.438
-0.3	-1	-0.3	26801.422
0.3	0.3	1	23308.625
-0.3	0.3	1	13614.235
0.3	-0.3	1	18768.515
-0.3	-0.3	1	18154.345
0.3	0.3	-1	18154.345
-0.3	0.3	-1	18768.515
0.3	-0.3	-1	13614.235
-0.3	-0.3	-1	23308.625

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	64581.297
--	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
passo	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	140997.447	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	11834.853	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	127374.347	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-1788.247	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	137298.437	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	8135.843	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	131073.357	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	1910.763	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°2					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
62860	5942.78	2287.39	69604.6	6811.55	3112.54

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	65329.051
1	-0.3	0.3	61763.383
1	0.3	-0.3	63956.617
1	-0.3	-0.3	60390.949
-1	0.3	0.3	60390.949
-1	-0.3	0.3	63956.617
-1	0.3	-0.3	61763.383
-1	-0.3	-0.3	65329.051
0.3	1	0.3	25486.997
-0.3	1	0.3	12229.003
0.3	1	-0.3	24114.563
-0.3	1	-0.3	13601.437
0.3	-1	0.3	13601.437
-0.3	-1	0.3	24114.563
0.3	-1	-0.3	12229.003
-0.3	-1	-0.3	25486.997
0.3	0.3	1	22928.224
-0.3	0.3	1	14787.776
0.3	-0.3	1	19362.556
-0.3	-0.3	1	18353.444
0.3	0.3	-1	18353.444
-0.3	0.3	-1	19362.556
0.3	-0.3	-1	14787.776
-0.3	-0.3	-1	22928.224

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	65329.051
--	-----------

VERIFICA		
α_{CW}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
passo	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	141745.201	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	11087.099	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	128122.101	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-2536.001	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	138046.191	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	7388.089	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	131821.111	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	1163.009	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°13					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
62860	258.53	1997.65	52632.2	759.03	346.84

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	63536.85
1	-0.3	0.3	63381.74
1	0.3	-0.3	62338.26
1	-0.3	-0.3	62183.15
-1	0.3	0.3	62183.15
-1	-0.3	0.3	62338.26
-1	0.3	-0.3	63381.74
-1	-0.3	-0.3	63536.85
0.3	1	0.3	19715.83
-0.3	1	0.3	18000.18
0.3	1	-0.3	18517.24
-0.3	1	-0.3	19198.77
0.3	-1	0.3	19198.77
-0.3	-1	0.3	18517.24
0.3	-1	-0.3	18000.18
-0.3	-1	-0.3	19715.83
0.3	0.3	1	20933.21
-0.3	0.3	1	16782.79
0.3	-0.3	1	20778.09
-0.3	-0.3	1	16937.91
0.3	0.3	-1	16937.91
-0.3	0.3	-1	20778.09
0.3	-0.3	-1	16782.79
-0.3	-0.3	-1	20933.21

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	63536.854
--	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
passo	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	116928.084	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-10145.624	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	115410.024	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-11663.684	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	116515.894	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-10557.814	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	115822.214	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-11251.494	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°28					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
62860	7566.85	2577.14	69604.6	6806.61	3110.29

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	65903.197
1	-0.3	0.3	61363.087
1	0.3	-0.3	64356.913
1	-0.3	-0.3	59816.803
-1	0.3	0.3	59816.803
-1	-0.3	0.3	64356.913
-1	0.3	-0.3	61363.087
-1	-0.3	-0.3	65903.197
0.3	1	0.3	27197.992
-0.3	1	0.3	10518.008
0.3	1	-0.3	25651.708
-0.3	1	-0.3	12064.292
0.3	-1	0.3	12064.292
-0.3	-1	0.3	25651.708
0.3	-1	-0.3	10518.008
-0.3	-1	-0.3	27197.992
0.3	0.3	1	23705.195
-0.3	0.3	1	14010.805
0.3	-0.3	1	19165.085
-0.3	-0.3	1	18550.915
0.3	0.3	-1	18550.915
-0.3	0.3	-1	19165.085
0.3	-0.3	-1	14010.805
-0.3	-0.3	-1	23705.195

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	65903.197
--	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
passo	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	142314.407	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	10508.013	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	128701.187	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-3105.207	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	138618.087	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	6811.693	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	132397.507	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	591.113	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°29					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
61538.1	7566.85	2577.14	69604.6	6806.61	3110.29

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	64581.297
1	-0.3	0.3	60041.187
1	0.3	-0.3	63035.013
1	-0.3	-0.3	58494.903
-1	0.3	0.3	58494.903
-1	-0.3	0.3	63035.013
-1	0.3	-0.3	60041.187
-1	-0.3	-0.3	64581.297
0.3	1	0.3	26801.422
-0.3	1	0.3	10121.438
0.3	1	-0.3	25255.138
-0.3	1	-0.3	11667.722
0.3	-1	0.3	11667.722
-0.3	-1	0.3	25255.138
0.3	-1	-0.3	10121.438
-0.3	-1	-0.3	26801.422
0.3	0.3	1	23308.625
-0.3	0.3	1	13614.235
0.3	-0.3	1	18768.515
-0.3	-0.3	1	18154.345
0.3	0.3	-1	18154.345
-0.3	0.3	-1	18768.515
0.3	-0.3	-1	13614.235
-0.3	-0.3	-1	23308.625

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	64581.297
--	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
passo	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	140992.507	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	11829.913	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	127379.287	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-1783.307	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	137296.187	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	8133.593	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	131075.607	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	1913.013	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°41					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
62860	258.53	1997.65	52632.3	759.03	346.84

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	63536.85
1	-0.3	0.3	63381.74
1	0.3	-0.3	62338.26
1	-0.3	-0.3	62183.15
-1	0.3	0.3	62183.15
-1	-0.3	0.3	62338.26
-1	0.3	-0.3	63381.74
-1	-0.3	-0.3	63536.85
0.3	1	0.3	19715.83
-0.3	1	0.3	18000.18
0.3	1	-0.3	18517.24
-0.3	1	-0.3	19198.77
0.3	-1	0.3	19198.77
-0.3	-1	0.3	18517.24
0.3	-1	-0.3	18000.18
-0.3	-1	-0.3	19715.83
0.3	0.3	1	20933.21
-0.3	0.3	1	16782.79
0.3	-0.3	1	20778.09
-0.3	-0.3	1	16937.91
0.3	0.3	-1	16937.91
-0.3	0.3	-1	20778.09
0.3	-0.3	-1	16782.79
-0.3	-0.3	-1	20933.21

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	63536.85
--	----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
passo	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	116928.184	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-10145.524	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	115410.124	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-11663.584	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	116515.994	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-10557.714	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	115822.314	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-11251.394	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°56					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
62860	7566.85	2577.14	69604.6	6811.55	3112.54

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	65903.197
1	-0.3	0.3	61363.087
1	0.3	-0.3	64356.913
1	-0.3	-0.3	59816.803
-1	0.3	0.3	59816.803
-1	-0.3	0.3	64356.913
-1	0.3	-0.3	61363.087
-1	-0.3	-0.3	65903.197
0.3	1	0.3	27197.992
-0.3	1	0.3	10518.008
0.3	1	-0.3	25651.708
-0.3	1	-0.3	12064.292
0.3	-1	0.3	12064.292
-0.3	-1	0.3	25651.708
0.3	-1	-0.3	10518.008
-0.3	-1	-0.3	27197.992
0.3	0.3	1	23705.195
-0.3	0.3	1	14010.805
0.3	-0.3	1	19165.085
-0.3	-0.3	1	18550.915
0.3	0.3	-1	18550.915
-0.3	0.3	-1	19165.085
0.3	-0.3	-1	14010.805
-0.3	-0.3	-1	23705.195

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	65903.197
--	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
passo	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	142319.347	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	10512.953	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	128696.247	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-3110.147	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	138620.337	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	6813.943	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	132395.257	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	588.863	N	VERIFICATO

Viene plottata nel seguito una bielletta-tirante generica e successivamente vengono proposte le caratteristiche di sollecitazione con le rispettive verifiche.

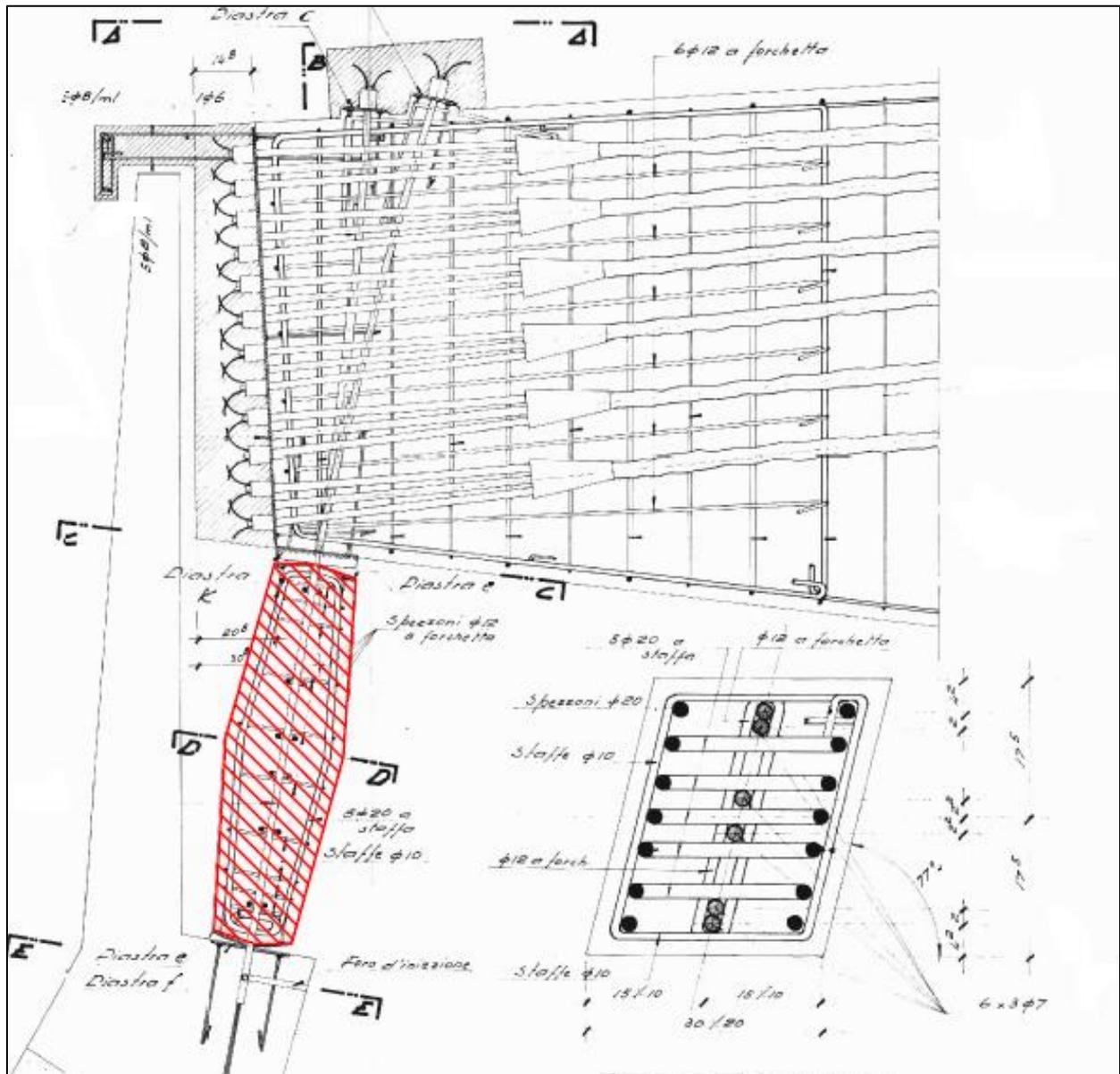


Figura 48 - Bielletta-tirante generica sottoposta a verifica

BIELLETTA-TIRANTE N°1					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
52896.6	137089	13617.9	434270	32525.9	14862.8

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	98108.67
1	-0.3	0.3	15855.27
1	0.3	-0.3	89937.93
1	-0.3	-0.3	7684.53
-1	0.3	0.3	7684.53
-1	-0.3	0.3	89937.93
-1	0.3	-0.3	15855.27
-1	-0.3	-0.3	98108.67
0.3	1	0.3	157043.35
-0.3	1	0.3	125305.39
0.3	1	-0.3	148872.61
-0.3	1	-0.3	117134.65
0.3	-1	0.3	117134.65
-0.3	-1	0.3	148872.61
0.3	-1	-0.3	125305.39
-0.3	-1	-0.3	157043.35
0.3	0.3	1	70613.58
-0.3	0.3	1	38875.62
0.3	-0.3	1	11639.82
-0.3	-0.3	1	43377.78
0.3	0.3	-1	43377.78
-0.3	0.3	-1	11639.82
0.3	-0.3	-1	38875.62
-0.3	-0.3	-1	70613.58

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	157043.35
---	-----------

σ_{CAVI} VERTICALI	3150	Kg/cm ²
σ_{CAVI} VERTICALI	315	N/mm ²
Area 3 Φ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
N_{CAVI}	-170100	N

$N_{1A} - N_{CAVI}$	453739.25	N
$N_{1B} - N_{CAVI}$	139652.55	N
$N_{1C} - N_{CAVI}$	388687.45	N
$N_{1D} - N_{CAVI}$	74600.75	N
$N_{2A} - N_{CAVI}$	436076.15	N
$N_{2B} - N_{CAVI}$	121989.45	N
$N_{2C} - N_{CAVI}$	406350.55	N
$N_{2D} - N_{CAVI}$	92263.85	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
f_{pd}	1166.67	N/mm ²
$N_{r,d}$	630000	N

$N_{1A} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{1B} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{1C} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{1D} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2A} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2B} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2C} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2D} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°2					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
133907	62123.5	12616.8	364731	18002.4	8226.22

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	156329.09
1	-0.3	0.3	119054.99
1	0.3	-0.3	148759.01
1	-0.3	-0.3	111484.91
-1	0.3	0.3	111484.91
-1	-0.3	0.3	148759.01
-1	0.3	-0.3	119054.99
-1	-0.3	-0.3	156329.09
0.3	1	0.3	106080.64
-0.3	1	0.3	25736.44
0.3	1	-0.3	98510.56
-0.3	1	-0.3	18166.36
0.3	-1	0.3	18166.36
-0.3	-1	0.3	98510.56
0.3	-1	-0.3	25736.44
-0.3	-1	-0.3	106080.64
0.3	0.3	1	71425.95
-0.3	0.3	1	8918.25
0.3	-0.3	1	34151.85
-0.3	-0.3	1	46192.35
0.3	0.3	-1	46192.35
-0.3	0.3	-1	34151.85
0.3	-0.3	-1	8918.25
-0.3	-0.3	-1	71425.95

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	156329.09
--	-----------

σ_{CAVI} VERTICALI	3150	Kg/cm ²
σ_{CAVI} VERTICALI	315	N/mm ²
Area 3 ϕ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 ϕ 7	540	mm ²
N _{CAVI}	-170100	N

N _{1A} - N _{CAVI}	368962.49	N
N _{1B} - N _{CAVI}	56304.31	N
N _{1C} - N _{CAVI}	332957.69	N
N _{1D} - N _{CAVI}	20299.51	N
N _{2A} - N _{CAVI}	359186.31	N
N _{2B} - N _{CAVI}	46528.13	N
N _{2C} - N _{CAVI}	342733.87	N
N _{2D} - N _{CAVI}	30075.69	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 ϕ 7	540	mm ²
f _{pd}	1166.67	N/mm ²
N _{r,d}	630000	N

N _{1A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°56					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
52896.6	137089	13617.9	434270	32439.1	14823.1

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	98108.67
1	-0.3	0.3	15855.27
1	0.3	-0.3	89937.93
1	-0.3	-0.3	7684.53
-1	0.3	0.3	7684.53
-1	-0.3	0.3	89937.93
-1	0.3	-0.3	15855.27
-1	-0.3	-0.3	98108.67
0.3	1	0.3	157043.35
-0.3	1	0.3	125305.39
0.3	1	-0.3	148872.61
-0.3	1	-0.3	117134.65
0.3	-1	0.3	117134.65
-0.3	-1	0.3	148872.61
0.3	-1	-0.3	125305.39
-0.3	-1	-0.3	157043.35
0.3	0.3	1	70613.58
-0.3	0.3	1	38875.62
0.3	-0.3	1	11639.82
-0.3	-0.3	1	43377.78
0.3	0.3	-1	43377.78
-0.3	0.3	-1	11639.82
0.3	-0.3	-1	38875.62
-0.3	-0.3	-1	70613.58

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	157043.35
---	-----------

$\sigma_{CAVI VERTICALI}$	3150	Kg/cm ²
$\sigma_{CAVI VERTICALI}$	315	N/mm ²
Area 3 Φ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
N_{CAVI}	-170100	N

$N_{1A} - N_{CAVI}$	453652.45	N
$N_{1B} - N_{CAVI}$	139565.75	N
$N_{1C} - N_{CAVI}$	388774.25	N
$N_{1D} - N_{CAVI}$	74687.55	N
$N_{2A} - N_{CAVI}$	436036.45	N
$N_{2B} - N_{CAVI}$	121949.75	N
$N_{2C} - N_{CAVI}$	406390.25	N
$N_{2D} - N_{CAVI}$	92303.55	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
f_{pd}	1166.67	N/mm ²
$N_{r,d}$	630000	N

$N_{1A} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{1B} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{1C} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{1D} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2A} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2B} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2C} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2D} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°57					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
52896.6	137089	13617.9	434270	32439.1	14823.1

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	98108.67
1	-0.3	0.3	15855.27
1	0.3	-0.3	89937.93
1	-0.3	-0.3	7684.53
-1	0.3	0.3	7684.53
-1	-0.3	0.3	89937.93
-1	0.3	-0.3	15855.27
-1	-0.3	-0.3	98108.67
0.3	1	0.3	157043.35
-0.3	1	0.3	125305.39
0.3	1	-0.3	148872.61
-0.3	1	-0.3	117134.65
0.3	-1	0.3	117134.65
-0.3	-1	0.3	148872.61
0.3	-1	-0.3	125305.39
-0.3	-1	-0.3	157043.35
0.3	0.3	1	70613.58
-0.3	0.3	1	38875.62
0.3	-0.3	1	11639.82
-0.3	-0.3	1	43377.78
0.3	0.3	-1	43377.78
-0.3	0.3	-1	11639.82
0.3	-0.3	-1	38875.62
-0.3	-0.3	-1	70613.58

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	157043.35
---	-----------

σ_{CAVI} VERTICALI	3150	Kg/cm ²
σ_{CAVI} VERTICALI	315	N/mm ²
Area 3 Φ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
N _{CAVI}	-170100	N

N _{1A} - N _{CAVI}	453652.45	N
N _{1B} - N _{CAVI}	139565.75	N
N _{1C} - N _{CAVI}	388774.25	N
N _{1D} - N _{CAVI}	74687.55	N
N _{2A} - N _{CAVI}	436036.45	N
N _{2B} - N _{CAVI}	121949.75	N
N _{2C} - N _{CAVI}	406390.25	N
N _{2D} - N _{CAVI}	92303.55	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
f _{pd}	1166.67	N/mm ²
N _{r,d}	630000	N

N _{1A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°112					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
52896.6	137089	13617.9	434270	32525.9	14862.8

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	98108.67
1	-0.3	0.3	15855.27
1	0.3	-0.3	89937.93
1	-0.3	-0.3	7684.53
-1	0.3	0.3	7684.53
-1	-0.3	0.3	89937.93
-1	0.3	-0.3	15855.27
-1	-0.3	-0.3	98108.67
0.3	1	0.3	157043.35
-0.3	1	0.3	125305.39
0.3	1	-0.3	148872.61
-0.3	1	-0.3	117134.65
0.3	-1	0.3	117134.65
-0.3	-1	0.3	148872.61
0.3	-1	-0.3	125305.39
-0.3	-1	-0.3	157043.35
0.3	0.3	1	70613.58
-0.3	0.3	1	38875.62
0.3	-0.3	1	11639.82
-0.3	-0.3	1	43377.78
0.3	0.3	-1	43377.78
-0.3	0.3	-1	11639.82
0.3	-0.3	-1	38875.62
-0.3	-0.3	-1	70613.58

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	157043.35
---	-----------

σ_{CAVI} VERTICALI	3150	Kg/cm ²
σ_{CAVI} VERTICALI	315	N/mm ²
Area 3 Φ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
N _{CAVI}	-170100	N

N _{1A} - N _{CAVI}	453739.25	N
N _{1B} - N _{CAVI}	139652.55	N
N _{1C} - N _{CAVI}	388687.45	N
N _{1D} - N _{CAVI}	74600.75	N
N _{2A} - N _{CAVI}	436076.15	N
N _{2B} - N _{CAVI}	121989.45	N
N _{2C} - N _{CAVI}	406350.55	N
N _{2D} - N _{CAVI}	92263.85	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
f _{pd}	1166.67	N/mm ²
N _{r,d}	630000	N

N _{1A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO

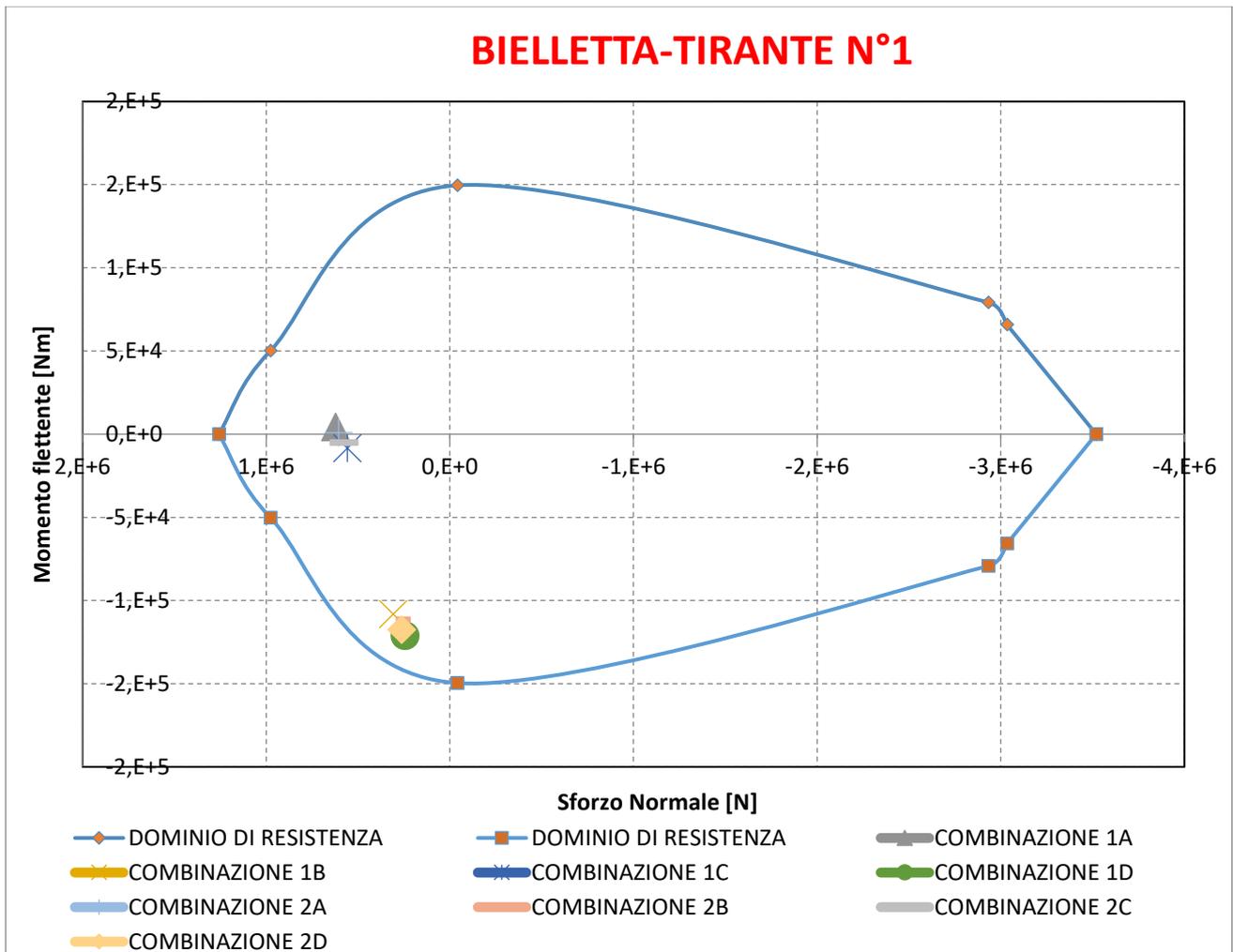
BIELLETTA-TIRANTE N°1					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
51775.9	13744.8	1313.19	-58356.3	6431.91	2939.07
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
52896.6	137089	13617.9	434270	32525.9	14862.8

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	98108.67	56293.297
1	-0.3	0.3	15855.27	48046.417
1	0.3	-0.3	89937.93	55505.383
1	-0.3	-0.3	7684.53	47258.503
-1	0.3	0.3	7684.53	47258.503
-1	-0.3	0.3	89937.93	55505.383
-1	0.3	-0.3	15855.27	48046.417
-1	-0.3	-0.3	98108.67	56293.297
0.3	1	0.3	157043.35	29671.527
-0.3	1	0.3	125305.39	1394.013
0.3	1	-0.3	148872.61	28883.613
-0.3	1	-0.3	117134.65	2181.927
0.3	-1	0.3	117134.65	2181.927
-0.3	-1	0.3	148872.61	28883.613
0.3	-1	-0.3	125305.39	1394.013
-0.3	-1	-0.3	157043.35	29671.527
0.3	0.3	1	70613.58	20969.4
-0.3	0.3	1	38875.62	10096.14
0.3	-0.3	1	11639.82	12722.52
-0.3	-0.3	1	43377.78	18343.02
0.3	0.3	-1	43377.78	18343.02
-0.3	0.3	-1	11639.82	12722.52
0.3	-0.3	-1	38875.62	10096.14
-0.3	-0.3	-1	70613.58	20969.4

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	157043.35	56293.297

N _{1A}	623839.25	N
N _{1B}	309752.55	N
N _{1C}	558787.45	N
N _{1D}	244700.75	N
N _{2A}	606176.15	N
N _{2B}	292089.45	N
N _{2C}	576450.55	N
N _{2D}	262363.85	N

M _{1A}	4368.907	Nm
M _{1B}	-108217.687	Nm
M _{1C}	-8494.913	Nm
M _{1D}	-121081.507	Nm
M _{2A}	876.067	Nm
M _{2B}	-111710.527	Nm
M _{2C}	-5002.073	Nm
M _{2D}	-117588.667	Nm



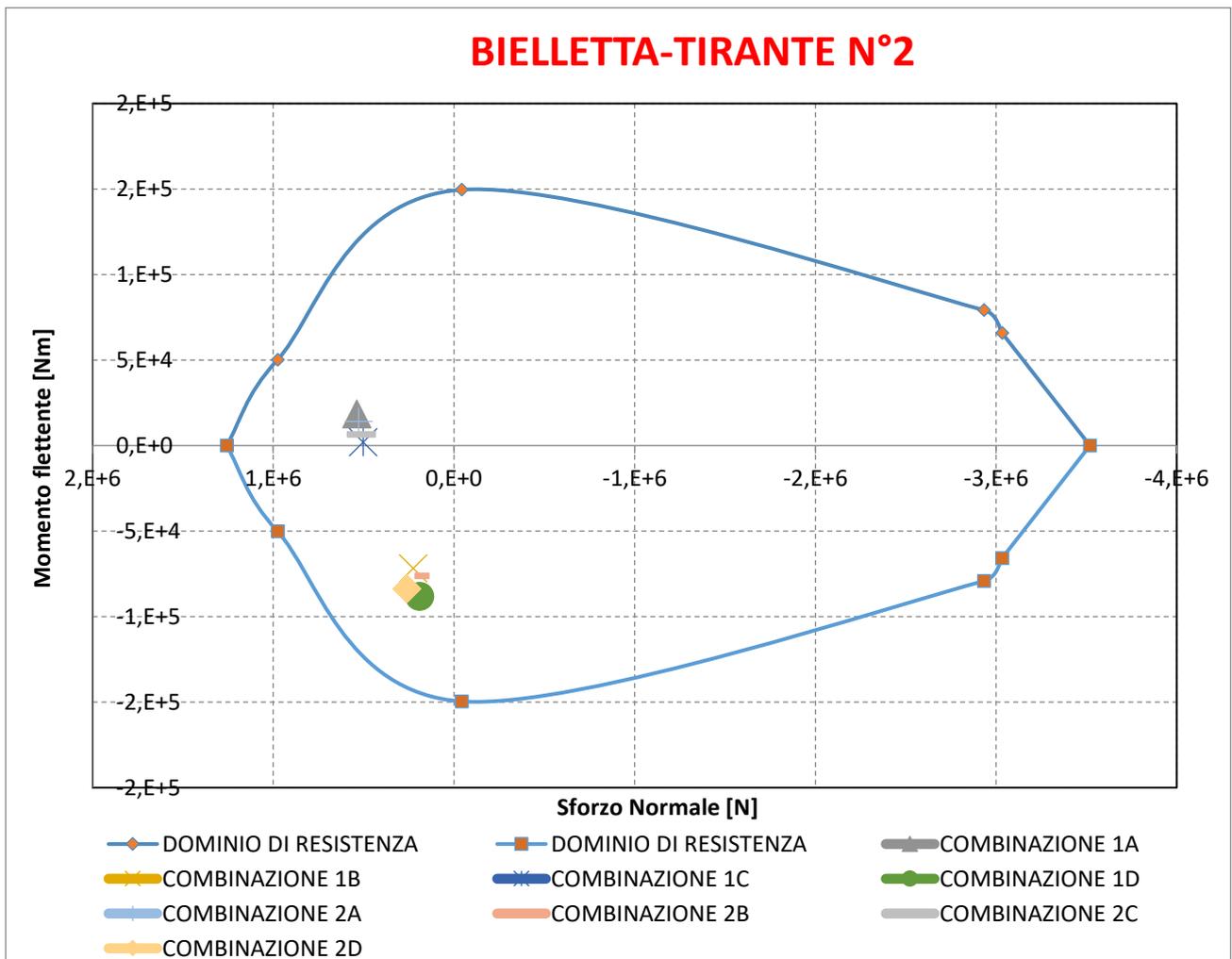
BIELLETTA-TIRANTE N°2					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
43089.1	5765.78	1090.04	-34869.6	8265.42	3776.9
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
133907	62123.5	12616.8	364731	18002.4	8226.22

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	156329.09	45145.846
1	-0.3	0.3	119054.99	41686.378
1	0.3	-0.3	148759.01	44491.822
1	-0.3	-0.3	111484.91	41032.354
-1	0.3	0.3	111484.91	41032.354
-1	-0.3	0.3	148759.01	44491.822
-1	0.3	-0.3	119054.99	41686.378
-1	-0.3	-0.3	156329.09	45145.846
0.3	1	0.3	106080.64	19019.522
-0.3	1	0.3	25736.44	6833.938
0.3	1	-0.3	98510.56	18365.498
-0.3	1	-0.3	18166.36	7487.962
0.3	-1	0.3	18166.36	7487.962
-0.3	-1	0.3	98510.56	18365.498
0.3	-1	-0.3	25736.44	6833.938
-0.3	-1	-0.3	106080.64	19019.522
0.3	0.3	1	71425.95	15746.504
-0.3	0.3	1	8918.25	10106.956
0.3	-0.3	1	34151.85	12287.036
-0.3	-0.3	1	46192.35	13566.424
0.3	0.3	-1	46192.35	13566.424
-0.3	0.3	-1	34151.85	12287.036
0.3	-0.3	-1	8918.25	10106.956
-0.3	-0.3	-1	71425.95	15746.504

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	156329.09	45145.846

N _{1A}	539062	N
N _{1B}	226404	N
N _{1C}	503058	N
N _{1D}	190400	N
N _{2A}	529286	N
N _{2B}	216628	N
N _{2C}	512834	N
N _{2D}	262364	N

M _{1A}	18541.67	Nm
M _{1B}	-71750	Nm
M _{1C}	2010.826	Nm
M _{1D}	-88280.9	Nm
M _{2A}	14053.15	Nm
M _{2B}	-76238.5	Nm
M _{2C}	6499.346	Nm
M _{2D}	-83792.3	Nm



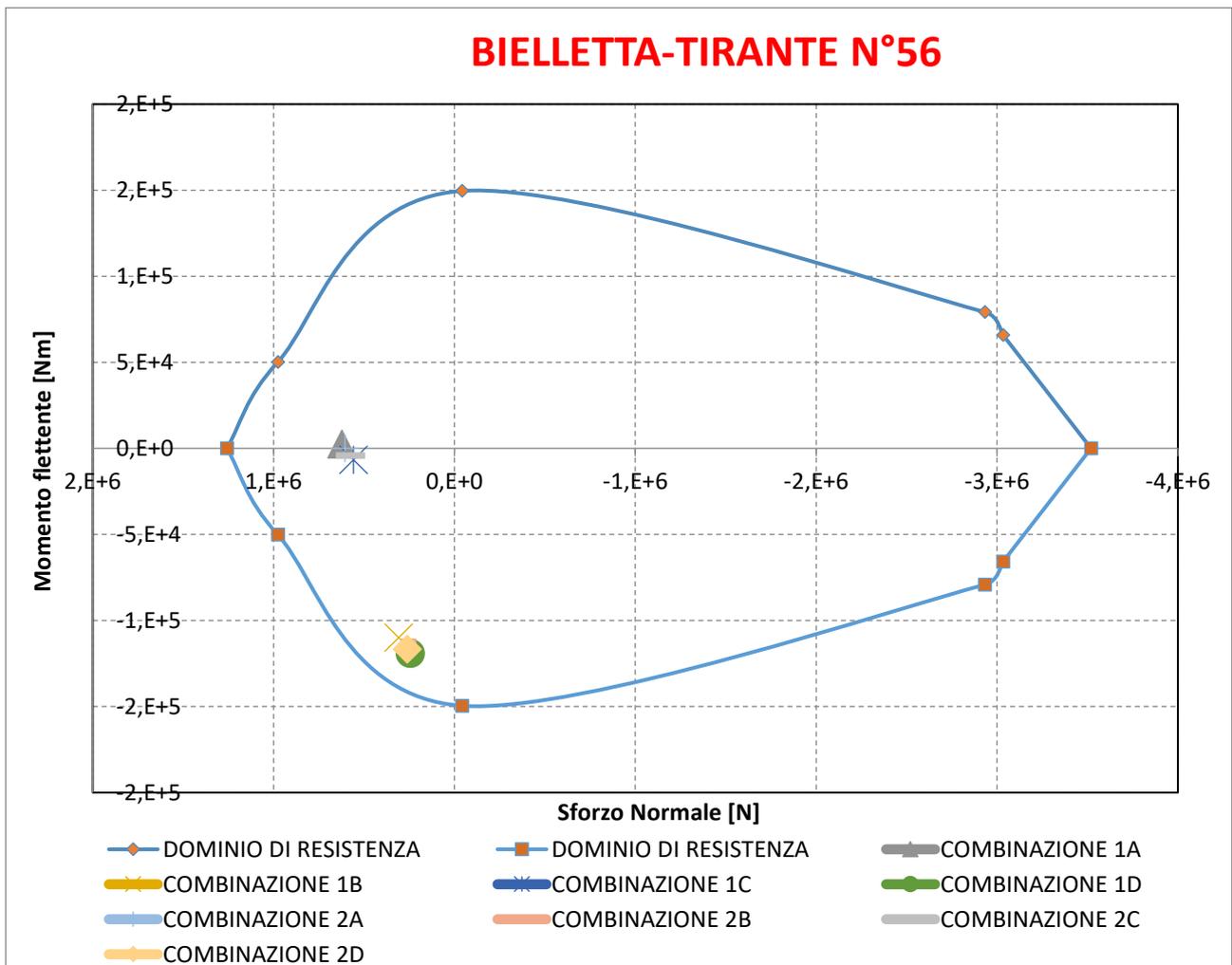
BIELLETTA-TIRANTE N°56					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
51775.9	13744.8	1313.19	-58356.3	4569.19	2087.89
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
52896.6	137089	13617.9	434270	32439.1	14823.1

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	98108.67	56293.297
1	-0.3	0.3	15855.27	48046.417
1	0.3	-0.3	89937.93	55505.383
1	-0.3	-0.3	7684.53	47258.503
-1	0.3	0.3	7684.53	47258.503
-1	-0.3	0.3	89937.93	55505.383
-1	0.3	-0.3	15855.27	48046.417
-1	-0.3	-0.3	98108.67	56293.297
0.3	1	0.3	157043.35	29671.527
-0.3	1	0.3	125305.39	1394.013
0.3	1	-0.3	148872.61	28883.613
-0.3	1	-0.3	117134.65	2181.927
0.3	-1	0.3	117134.65	2181.927
-0.3	-1	0.3	148872.61	28883.613
0.3	-1	-0.3	125305.39	1394.013
-0.3	-1	-0.3	157043.35	29671.527
0.3	0.3	1	70613.58	20969.4
-0.3	0.3	1	38875.62	10096.14
0.3	-0.3	1	11639.82	12722.52
-0.3	-0.3	1	43377.78	18343.02
0.3	0.3	-1	43377.78	18343.02
-0.3	0.3	-1	11639.82	12722.52
0.3	-0.3	-1	38875.62	10096.14
-0.3	-0.3	-1	70613.58	20969.4

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	157043.35	56293.297

N _{1A}	623752.45	N
N _{1B}	309665.75	N
N _{1C}	558874.25	N
N _{1D}	244787.55	N
N _{2A}	606136.45	N
N _{2B}	292049.75	N
N _{2C}	576490.25	N
N _{2D}	262363.85	N

M _{1A}	2506.187	Nm
M _{1B}	-110080.4	Nm
M _{1C}	-6632.193	Nm
M _{1D}	-119218.8	Nm
M _{2A}	24.887	Nm
M _{2B}	-112561.7	Nm
M _{2C}	-4150.893	Nm
M _{2D}	-116737.5	Nm



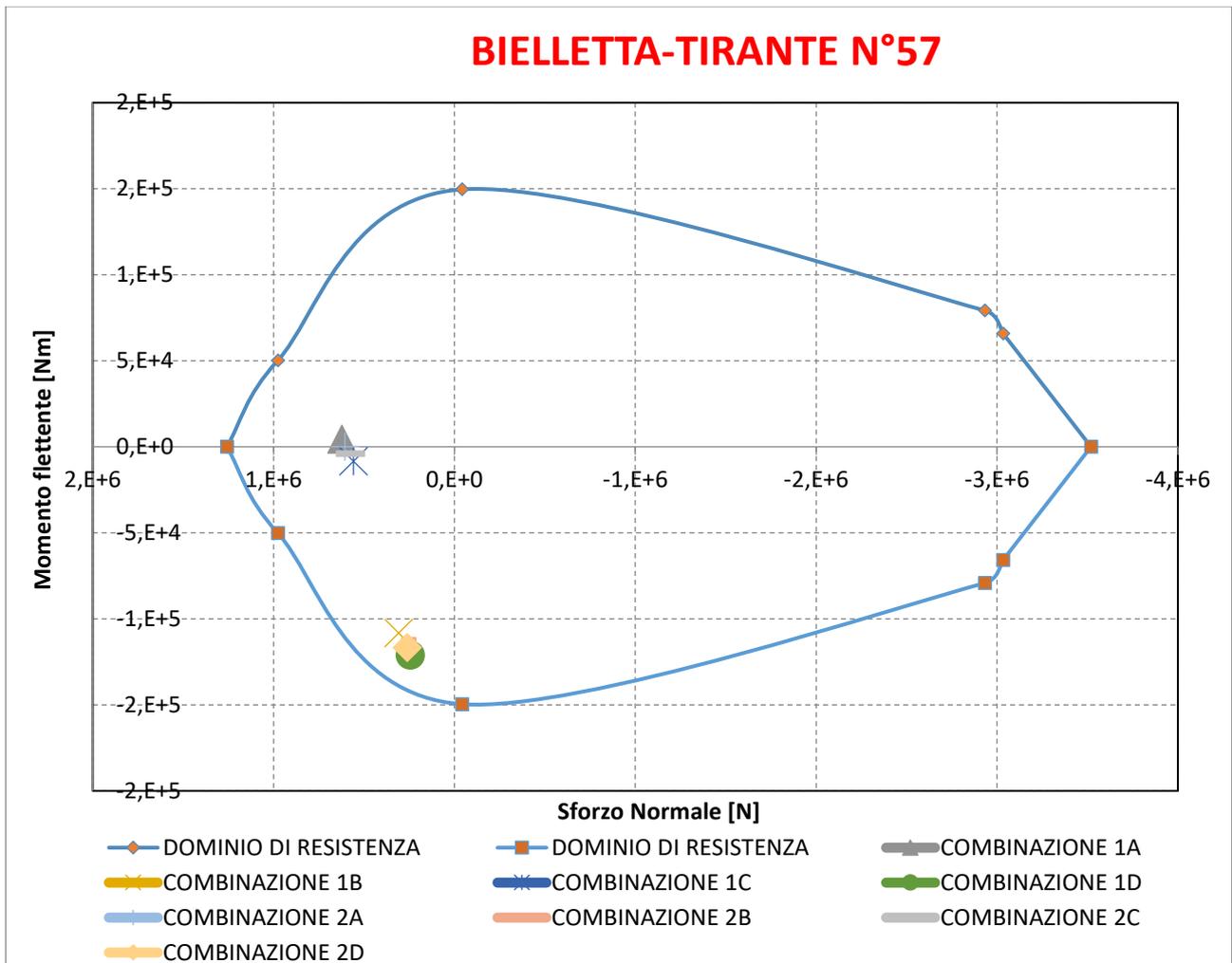
BIELLETTA-TIRANTE N°57					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
51775.9	13744.8	1313.19	-58356.3	6431.91	2101.24
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
52896.6	137089	13617.9	434270	32439.1	14823.1

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	98108.67	56293.297
1	-0.3	0.3	15855.27	48046.417
1	0.3	-0.3	89937.93	55505.383
1	-0.3	-0.3	7684.53	47258.503
-1	0.3	0.3	7684.53	47258.503
-1	-0.3	0.3	89937.93	55505.383
-1	0.3	-0.3	15855.27	48046.417
-1	-0.3	-0.3	98108.67	56293.297
0.3	1	0.3	157043.35	29671.527
-0.3	1	0.3	125305.39	1394.013
0.3	1	-0.3	148872.61	28883.613
-0.3	1	-0.3	117134.65	2181.927
0.3	-1	0.3	117134.65	2181.927
-0.3	-1	0.3	148872.61	28883.613
0.3	-1	-0.3	125305.39	1394.013
-0.3	-1	-0.3	157043.35	29671.527
0.3	0.3	1	70613.58	20969.4
-0.3	0.3	1	38875.62	10096.14
0.3	-0.3	1	11639.82	12722.52
-0.3	-0.3	1	43377.78	18343.02
0.3	0.3	-1	43377.78	18343.02
-0.3	0.3	-1	11639.82	12722.52
0.3	-0.3	-1	38875.62	10096.14
-0.3	-0.3	-1	70613.58	20969.4

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	157043.35	56293.297

N _{1A}	623752.5	N
N _{1B}	309665.8	N
N _{1C}	558874.3	N
N _{1D}	244787.6	N
N _{2A}	606136.5	N
N _{2B}	292049.8	N
N _{2C}	576490.3	N
N _{2D}	262363.9	N

M _{1A}	4368.907	Nm
M _{1B}	-108217.7	Nm
M _{1C}	-8494.913	Nm
M _{1D}	-121081.5	Nm
M _{2A}	38.237	Nm
M _{2B}	-112548.4	Nm
M _{2C}	-4164.243	Nm
M _{2D}	-116750.8	Nm



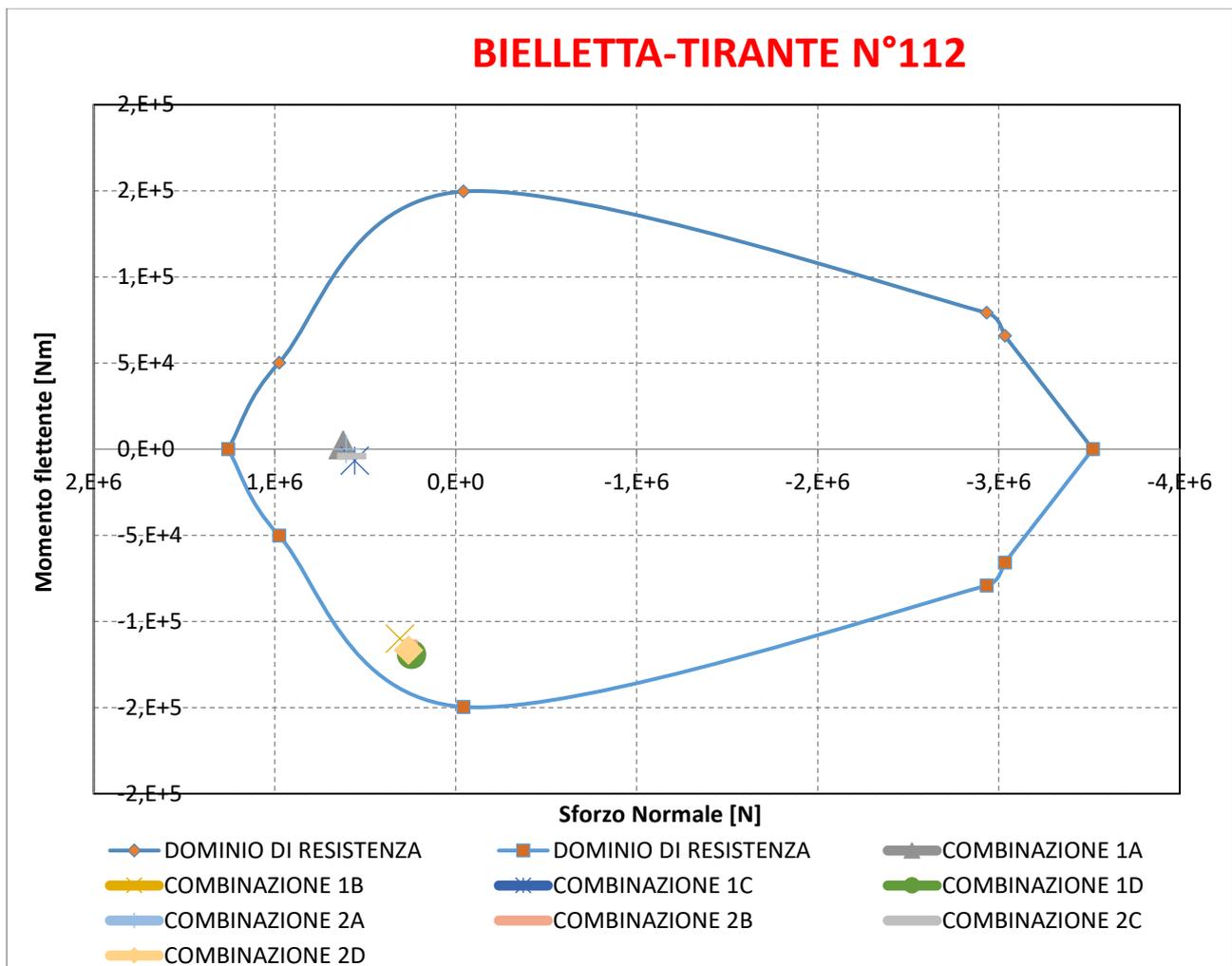
BIELLETTA-TIRANTE N°112					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
51775.9	13744.8	1313.19	-58356.3	4569.19	2087.89
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
52896.6	137089	13617.9	434270	32525.9	14862.8

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	98108.67	56293.297
1	-0.3	0.3	15855.27	48046.417
1	0.3	-0.3	89937.93	55505.383
1	-0.3	-0.3	7684.53	47258.503
-1	0.3	0.3	7684.53	47258.503
-1	-0.3	0.3	89937.93	55505.383
-1	0.3	-0.3	15855.27	48046.417
-1	-0.3	-0.3	98108.67	56293.297
0.3	1	0.3	157043.35	29671.527
-0.3	1	0.3	125305.39	1394.013
0.3	1	-0.3	148872.61	28883.613
-0.3	1	-0.3	117134.65	2181.927
0.3	-1	0.3	117134.65	2181.927
-0.3	-1	0.3	148872.61	28883.613
0.3	-1	-0.3	125305.39	1394.013
-0.3	-1	-0.3	157043.35	29671.527
0.3	0.3	1	70613.58	20969.4
-0.3	0.3	1	38875.62	10096.14
0.3	-0.3	1	11639.82	12722.52
-0.3	-0.3	1	43377.78	18343.02
0.3	0.3	-1	43377.78	18343.02
-0.3	0.3	-1	11639.82	12722.52
0.3	-0.3	-1	38875.62	10096.14
-0.3	-0.3	-1	70613.58	20969.4

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	157043.35	56293.297

N _{1A}	623839.25	N
N _{1B}	309752.55	N
N _{1C}	558787.45	N
N _{1D}	244700.75	N
N _{2A}	606176.15	N
N _{2B}	292089.45	N
N _{2C}	576450.55	N
N _{2D}	262363.85	N

M _{1A}	2506.187	Nm
M _{1B}	-110080.4	Nm
M _{1C}	-6632.193	Nm
M _{1D}	-119218.8	Nm
M _{2A}	24.887	Nm
M _{2B}	-112561.7	Nm
M _{2C}	-4150.893	Nm
M _{2D}	-116737.5	Nm



BIELLETTA-TIRANTE N°1					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
182385	28926.9	4445.51	162099	25480.2	11643.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	192396.723
1	-0.3	0.3	175040.583
1	0.3	-0.3	189729.417
1	-0.3	-0.3	172373.277
-1	0.3	0.3	172373.277
-1	-0.3	0.3	189729.417
-1	0.3	-0.3	175040.583
-1	-0.3	-0.3	192396.723
0.3	1	0.3	84976.053
-0.3	1	0.3	24454.947
0.3	1	-0.3	82308.747
-0.3	1	-0.3	27122.253
0.3	-1	0.3	27122.253
-0.3	-1	0.3	82308.747
0.3	-1	-0.3	24454.947
-0.3	-1	-0.3	84976.053
0.3	0.3	1	67839.08
-0.3	0.3	1	41591.92
0.3	-0.3	1	50482.94
-0.3	-0.3	1	58948.06
0.3	0.3	-1	58948.06
-0.3	0.3	-1	50482.94
0.3	-0.3	-1	41591.92
-0.3	-0.3	-1	67839.08

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	192396.723
---	------------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	379975.923	N	NON VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-4817.523	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	329015.523	N	NON VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-55777.923	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	366138.923	N	NON VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-18654.523	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	342852.523	N	NON VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-41940.923	N	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°2					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
192243	22627.6	4445.51	175231	25480.2	11643.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	200364.933
1	-0.3	0.3	186788.373
1	0.3	-0.3	197697.627
1	-0.3	-0.3	184121.067
-1	0.3	0.3	184121.067
-1	-0.3	0.3	197697.627
-1	0.3	-0.3	186788.373
-1	-0.3	-0.3	200364.933
0.3	1	0.3	81634.153
-0.3	1	0.3	33711.647
0.3	1	-0.3	78966.847
-0.3	1	-0.3	36378.953
0.3	-1	0.3	36378.953
-0.3	-1	0.3	78966.847
0.3	-1	-0.3	33711.647
-0.3	-1	-0.3	81634.153
0.3	0.3	1	68906.69
-0.3	0.3	1	46439.11
0.3	-0.3	1	55330.13
-0.3	-0.3	1	60015.67
0.3	0.3	-1	60015.67
-0.3	0.3	-1	55330.13
0.3	-0.3	-1	46439.11
-0.3	-0.3	-1	68906.69

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	200364.933
---	------------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	401076.133	N	NON VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	346.267	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	350115.733	N	NON VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-50614.133	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	387239.133	N	NON VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-13490.733	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	363952.733	N	NON VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-36777.133	N	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°56					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
182385	28926.9	4445.51	162099	25104.8	11471.7

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	192396.723
1	-0.3	0.3	175040.583
1	0.3	-0.3	189729.417
1	-0.3	-0.3	172373.277
-1	0.3	0.3	172373.277
-1	-0.3	0.3	189729.417
-1	0.3	-0.3	175040.583
-1	-0.3	-0.3	192396.723
0.3	1	0.3	84976.053
-0.3	1	0.3	24454.947
0.3	1	-0.3	82308.747
-0.3	1	-0.3	27122.253
0.3	-1	0.3	27122.253
-0.3	-1	0.3	82308.747
0.3	-1	-0.3	24454.947
-0.3	-1	-0.3	84976.053
0.3	0.3	1	67839.08
-0.3	0.3	1	41591.92
0.3	-0.3	1	50482.94
-0.3	-0.3	1	58948.06
0.3	0.3	-1	58948.06
-0.3	0.3	-1	50482.94
0.3	-0.3	-1	41591.92
-0.3	-0.3	-1	67839.08

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	192396.723
---	------------

VERIFICA		
α_{CW}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	379600.523	N	NON VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-5192.923	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	329390.923	N	NON VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-55402.523	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	365967.423	N	NON VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-18826.023	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	343024.023	N	NON VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-41769.423	N	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°57					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
182385	28926.9	4445.51	162099	25104.8	11471.7

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	192396.723
1	-0.3	0.3	175040.583
1	0.3	-0.3	189729.417
1	-0.3	-0.3	172373.277
-1	0.3	0.3	172373.277
-1	-0.3	0.3	189729.417
-1	0.3	-0.3	175040.583
-1	-0.3	-0.3	192396.723
0.3	1	0.3	84976.053
-0.3	1	0.3	24454.947
0.3	1	-0.3	82308.747
-0.3	1	-0.3	27122.253
0.3	-1	0.3	27122.253
-0.3	-1	0.3	82308.747
0.3	-1	-0.3	24454.947
-0.3	-1	-0.3	84976.053
0.3	0.3	1	67839.08
-0.3	0.3	1	41591.92
0.3	-0.3	1	50482.94
-0.3	-0.3	1	58948.06
0.3	0.3	-1	58948.06
-0.3	0.3	-1	50482.94
0.3	-0.3	-1	41591.92
-0.3	-0.3	-1	67839.08

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	192396.723
---	------------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	379600.523	N	NON VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-5192.923	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	329390.923	N	NON VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-55402.523	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	365967.423	N	NON VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-18826.023	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	343024.023	N	NON VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-41769.423	N	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°112					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
182385	28926.9	4445.51	162099	25480.2	11643.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	192396.7
1	-0.3	0.3	175040.6
1	0.3	-0.3	189729.4
1	-0.3	-0.3	172373.3
-1	0.3	0.3	172373.3
-1	-0.3	0.3	189729.4
-1	0.3	-0.3	175040.6
-1	-0.3	-0.3	192396.7
0.3	1	0.3	84976.05
-0.3	1	0.3	24454.95
0.3	1	-0.3	82308.75
-0.3	1	-0.3	27122.25
0.3	-1	0.3	27122.25
-0.3	-1	0.3	82308.75
0.3	-1	-0.3	24454.95
-0.3	-1	-0.3	84976.05
0.3	0.3	1	67839.08
-0.3	0.3	1	41591.92
0.3	-0.3	1	50482.94
-0.3	-0.3	1	58948.06
0.3	0.3	-1	58948.06
-0.3	0.3	-1	50482.94
0.3	-0.3	-1	41591.92
-0.3	-0.3	-1	67839.08

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	192396.7
---	----------

VERIFICA		
α_{CW}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	379975.923	N	NON VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-4817.523	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	329015.523	N	NON VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-55777.923	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	366138.923	N	NON VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-18654.523	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	342852.523	N	NON VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-41940.923	N	VERIFICATO

4.7 Risultati ottenuti

Le analisi condotte per le sezioni critiche del V Padiglione, definite al paragrafo precedente, hanno evidenziato diverse problematiche per le bielle interne e per le biellette-tiranti. In particolare risultano non soddisfatte le verifiche a presso-flessione per le bielle interne e le verifiche a taglio per le biellette-tiranti. Nel seguito viene mostrata una tabella riassuntiva per gli elementi sottoposti a verifica al fine di sottolineare i risultati ottenuti:

ID ELEMENTO	ESITI VERIFICHE SEZIONI CRITICHE		
	DIREZIONE CORTA	DIREZIONE LUNGA	
	VERIFICA A COMPRESSIONE	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE	VERIFICA A TAGLIO
BIELLA INTERNA N°1	VERIFICATA	NON VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°2	VERIFICATA	NON VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°13	VERIFICATA	NON VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°28	VERIFICATA	NON VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°29	VERIFICATA	NON VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°41	VERIFICATA	NON VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°56	VERIFICATA	NON VERIFICATA	VERIFICATA
	VERIFICA A TRAZIONE	VERIFICA A TENSO-FLESSIONE	VERIFICA A TAGLIO
BIELLETTA-TIRANTE N°1	VERIFICATA	VERIFICATA	NON VERIFICATA
BIELLETTA-TIRANTE N°2	VERIFICATA	VERIFICATA	NON VERIFICATA
BIELLETTA-TIRANTE N°56	VERIFICATA	VERIFICATA	NON VERIFICATA
BIELLETTA-TIRANTE N°57	VERIFICATA	VERIFICATA	NON VERIFICATA
BIELLETTA-TIRANTE N°112	VERIFICATA	VERIFICATA	NON VERIFICATA

Tabella 13 - Risultati ottenuti verifiche sezioni critiche

La tabella mostra i risultati delle verifiche condotte per gli elementi considerati come critici. In particolare le analisi a compressione, a presso/tenso-flessione e a taglio hanno evidenziato un corretto comportamento degli elementi sottoposti a soli carichi gravitazionali pur depotenziando le caratteristiche meccaniche degli stessi secondo il fattore di confidenza prescritto da Normativa sulla base del livello di conoscenza 1. Alcune verifiche risultano non soddisfatte in quanto gli elementi non presentano un quantitativo di armatura tale da sostenere la presenza di un sisma di lieve entità in funzione del sito in cui sorge la struttura.

In definitiva la struttura risponde correttamente a carichi gravitazionali ma presenta alcune criticità in presenza di azioni orizzontali. Siccome la presenza delle azioni indotte da un eventuale sisma determina un non soddisfacimento di alcune delle verifiche effettuate, è stato calcolato un indice di vulnerabilità sismica in modo da conoscere la massima entità dell'accelerazione sismica tollerabile dalla struttura. Al fine di valutare l'indice di vulnerabilità è stato necessario riformulare tutte le analisi, eccetto quella statica, in modo da ottenere le nuove caratteristiche di sollecitazione sismiche per le sezioni considerate come critiche. Progressivamente è stato ridotto in ordinata lo spettro di progetto considerando delle accelerazioni più basse tali da soddisfare le verifiche a stato limite ultimo. I coefficienti riduttivi adoperati sono stati: 0.9, 0.8, 0.7, 0.6 e 0.5. L'ultimo coefficiente riduttivo "0.5" ha rappresentato il primo valore tale da soddisfare le verifiche di resistenza.

L'indice di vulnerabilità sismica può essere valutato come rapporto tra le grandezze che misurano la capacità della struttura con quelle che identificano la domanda in condizioni sismiche. Per cui i parametri da considerare possono essere il periodo di ritorno dell'evento sismico o l'accelerazione di picco al suolo denominata PGA. Indicando con α l'indice di vulnerabilità sismica, con $PGA_{(D)}$ la peak ground acceleration con riferimento allo spettro sismico di progetto e con $PGA_{(C)}$ il valore di accelerazione di picco al suolo che induce la struttura al raggiungimento dello stato limite ultimo, si sono ottenuti i seguenti risultati:

✓ INDICE DI VULNERABILITA' BIELLE INTERNE

$$\alpha = \frac{PGA_{(C)}}{PGA_{(D)}} = \frac{0.475}{0.95} = 0.5$$

✓ INDICE DI VULNERABILITA' BILLETTE-TIRANTI

$$\alpha = \frac{PGA_{(C)}}{PGA_{(D)}} = \frac{0.475}{0.95} = 0.5$$

L'indice di vulnerabilità ottenuto risulta essere pari a 0.5 per entrambi gli elementi strutturali per cui si evidenzia come la struttura sia in grado di reggere azioni orizzontali dimezzate rispetto alle corrispondenti accelerazioni dello spettro di progetto in modo che le verifiche risultino soddisfatte.

5. Proposta di riqualificazione del V Padiglione

5.1 Nuovi orizzonti per il Padiglione V

I ritmi per la realizzazione del V Padiglione furono elevatissimi in quanto si voleva dotare la città di Torino di un nuovo spazio capace di ospitare il grande flusso di visitatori per il 41° Salone dell'Automobile. La struttura venne inaugurata nel novembre del 1959. L'Ente che ottenne la concessione dal Comune di Torino fu la società Torino Esposizioni la quale ottenne la concessione per 30 anni. Quindi per circa un trentennio il salone Morandi rappresentò il luogo in cui rappresentazioni ed esposizioni vedevano coinvolte la città di Torino. Alla scadenza della concessione, la società Torino Esposizioni non ottenne il nulla osta da parte del comune per cui nuove soluzioni trovavano spazio nell'utilizzo del Padiglione V. (Bruno A.A. 2011/2012)

La proposta definita allo scadere della concessione fu quella della trasformazione del Salone a parcheggio interrato in grado di contenere i flussi automobilistici del circondario ed in particolar modo della zona di San Salvario. La conversione del salone ad autorimessa venne affidata alla Società di Trasporti Atm, oggi denominata GTT, alla quale spettava il compito della definizione delle opere antincendio e di messa in sicurezza della copertura. La trasformazione ad autorimessa ha ridotto gli spazi del Padiglione in quanto per motivi di sicurezza è stata realizzata una parete tagliafuoco su entrambi i lati alle spalle delle bielle inclinate e si è provveduto alla chiusura di una parte dei lucernai con strutture metalliche. La proposta appena descritta non ha portato ai risultati sperati in quanto i cittadini hanno scarsamente utilizzato il V Padiglione come autorimessa. Altri fondi stanziati dal Comune sono serviti per l'impermeabilizzazione della copertura e per l'eliminazione dello strato di terreno sovrastante con aggiunta di erbetta sintetica in modo da fornire uno spazio libero per attività sportive.

Oggi giorno vengono discusse nuove proposte per una vera riqualificazione per il Padiglione V, in modo da riportare alla luce e al vero splendore un'opera strutturale appartenente al patrimonio storico-culturale italiano. In questo ultimo capitolo viene analizzata una delle proposte in modo da

effettuarne una comparazione con la struttura esistente esaminata nei paragrafi precedenti. Il confronto verterà sulla comparazione del comportamento globale della struttura e di quello locale degli elementi considerati come critici.

Nella figura sottostante viene mostrato il rendering del progetto per la riqualificazione del V Padiglione, tratto dall'articolo di Gabriele Guccione su il "Corriere della Sera" :



Figura 49 - Il rendering del progetto di riqualificazione. Gabriele Guccione, "Corriere della Sera"

L'idea di rinnovo per il V Padiglione prevede di eliminare parti della copertura andando a snellire la struttura ma, soprattutto, per permettere l'ingresso di luce naturale. Le modifiche ipotizzate comporterebbero anche una variazione del comportamento strutturale globale in quanto verrebbe a mancare il collegamento tra le varie nervature. Per sopperire a tale problematica la soluzione prevede l'inserimento nella parte centrale di una trave di piccolo spessore che corre lungo tutta la struttura, in modo da non accrescere i carichi gravitazionali, e di lasciare intatte alcune parti di solaio specialmente in corrispondenza delle zone terminali delle nervature. Viene plottata nel

seguito una vista dall'alto della nuova soluzione in modo da realizzare il grado di modifica apportato all'opera originale di Morandi:

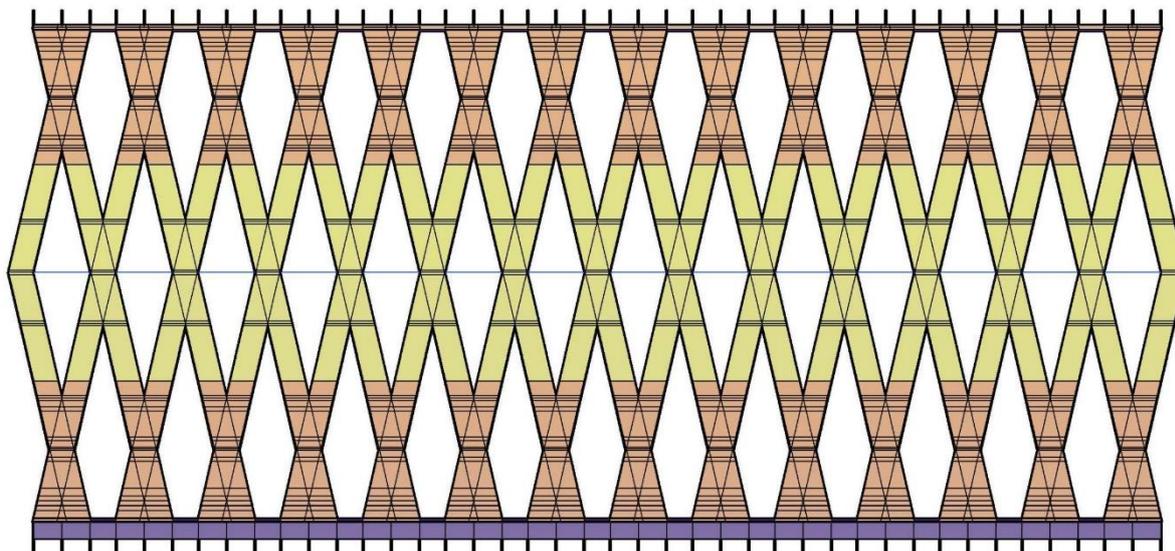


Figura 50 - Vista dall'alto della nuova proposta per il V Padiglione

5.2 *Analisi condotte*

La nuova proposta di riqualificazione del V Padiglione è stata analizzata nel dettaglio effettuando le medesime verifiche presentate nei paragrafi precedenti. In particolar modo, al fine di ottenere le caratteristiche di sollecitazione è stata condotta un'analisi modale combinandola con quella statica. Per la definizione dell'analisi modale sono stati rilanciati nuovamente, per la struttura in esame, 100 modi di vibrare individuando quelli con una frazione di massa partecipante superiore al 5% o tali da indurre un aumento della vulnerabilità strutturale. Anche in questo caso è stato effettuato un filtro dei modi di vibrare in quanto molti di essi presentavano una massa partecipante molto bassa. Viene riportata nel seguito una tabella raffigurante i modi di vibrare selezionati e considerati come principali:

MODE	FREQUENCY [Hz]	PERIOD [s]	X	Y	Z	ROTX	ROTY	ROTZ
1	2.6815	0.37293	0.00	0.07	0.00	0.02	0.00	0.07
2	2.71247	0.36867	0.00	0.00	0.22	0.21	0.22	0.00
3	2.92178	0.34226	0.00	0.00	0.59	0.58	0.59	0.00
8	3.35694	0.29789	0.00	0.45	0.00	0.00	0.00	0.44
9	3.44522	0.29026	0.00	0.41	0.00	0.00	0.00	0.40
18	4.32763	0.23107	0.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02

Tabella 14 - Modi di vibrare significativi

MODE	FREQUENCY [Hz]	DESCRIZIONE DEI MODI SIGNIFICATIVI
1	2.6815	1° MODO FLESSIONALE IN Z
2	2.71247	1° MODO IN DIREZIONE Z
3	2.92178	2° MODO IN DIREZIONE Z
8	3.35694	1° MODO IN DIREZIONE Y
9	3.44522	2° MODO IN DIREZIONE Y
18	4.32763	1° MODO TRASLAZIONALE IN DIREZIONE X

Tabella 15 - Classificazione dei modi

Di seguito vengono plottati i 6 modi considerati come principali:

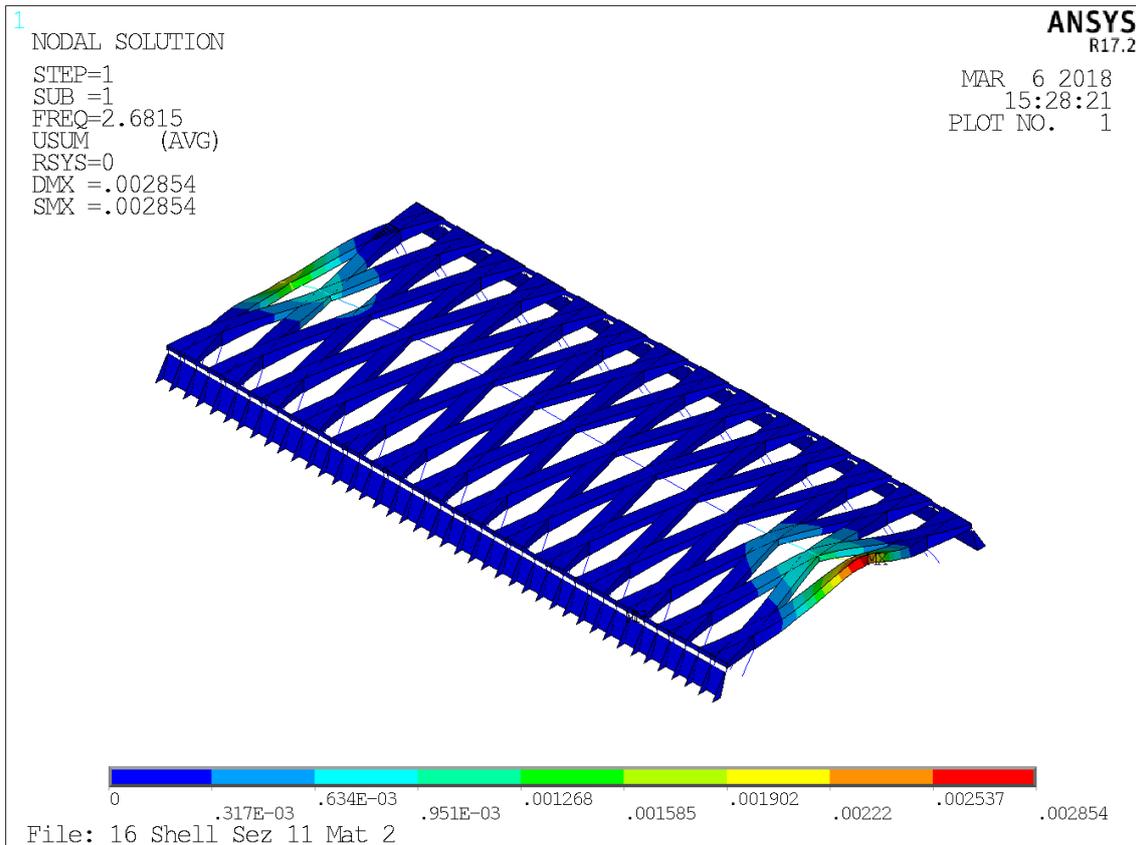


Figura 51 - Modo di vibrare n°1

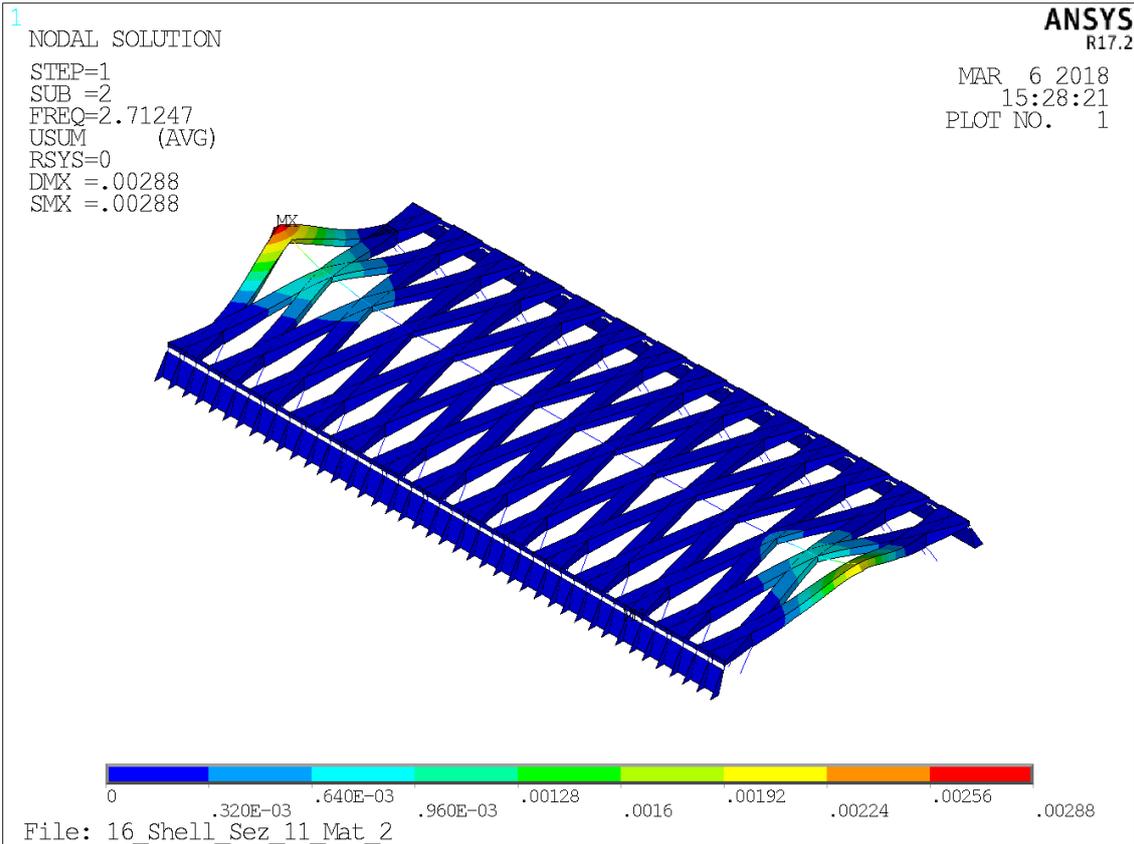


Figura 52 - Modo di vibrare n°2

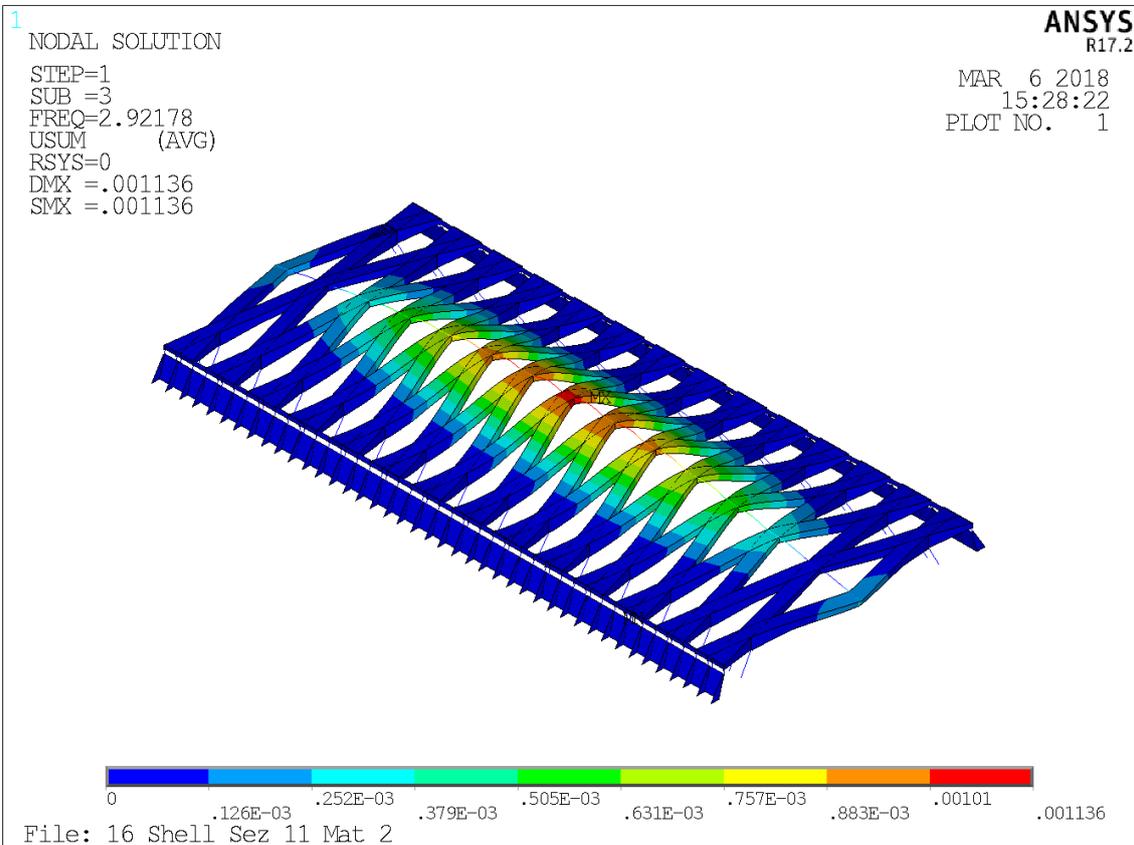


Figura 53 - Modo di vibrare n°3

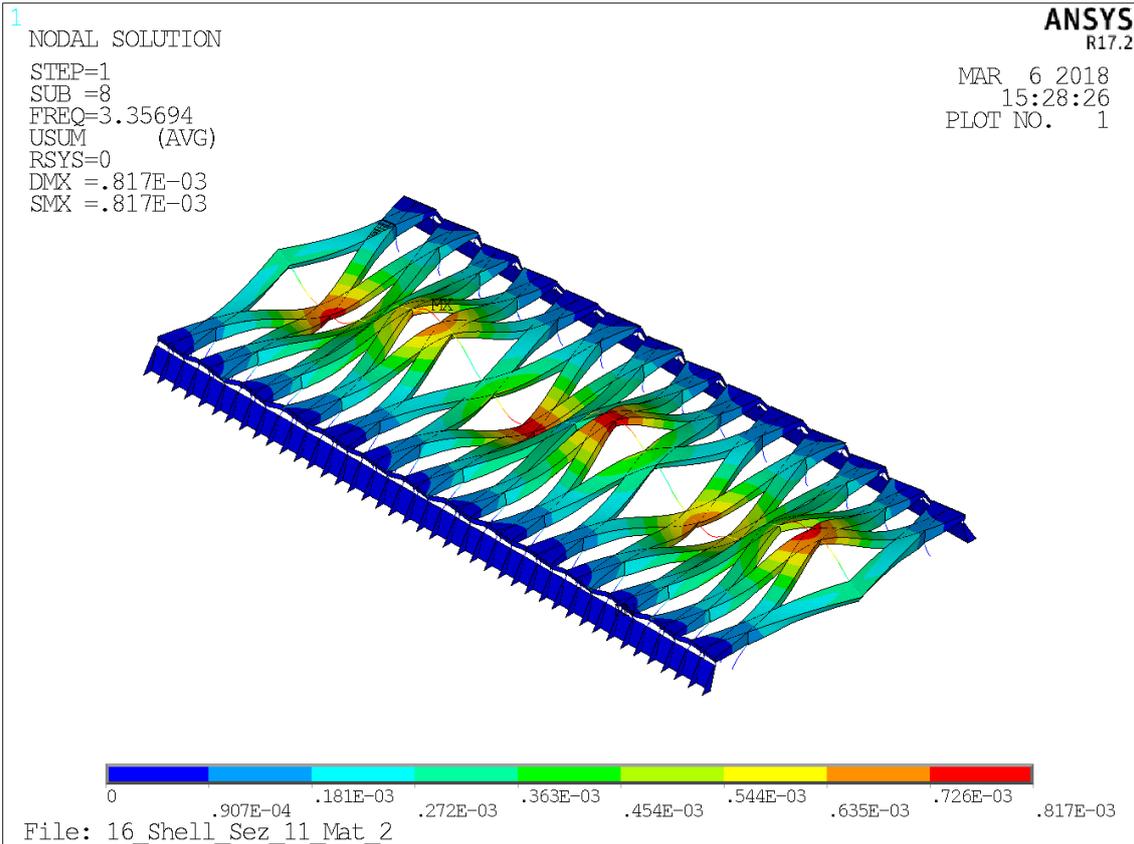


Figura 54 - Modo di vibrare n°8

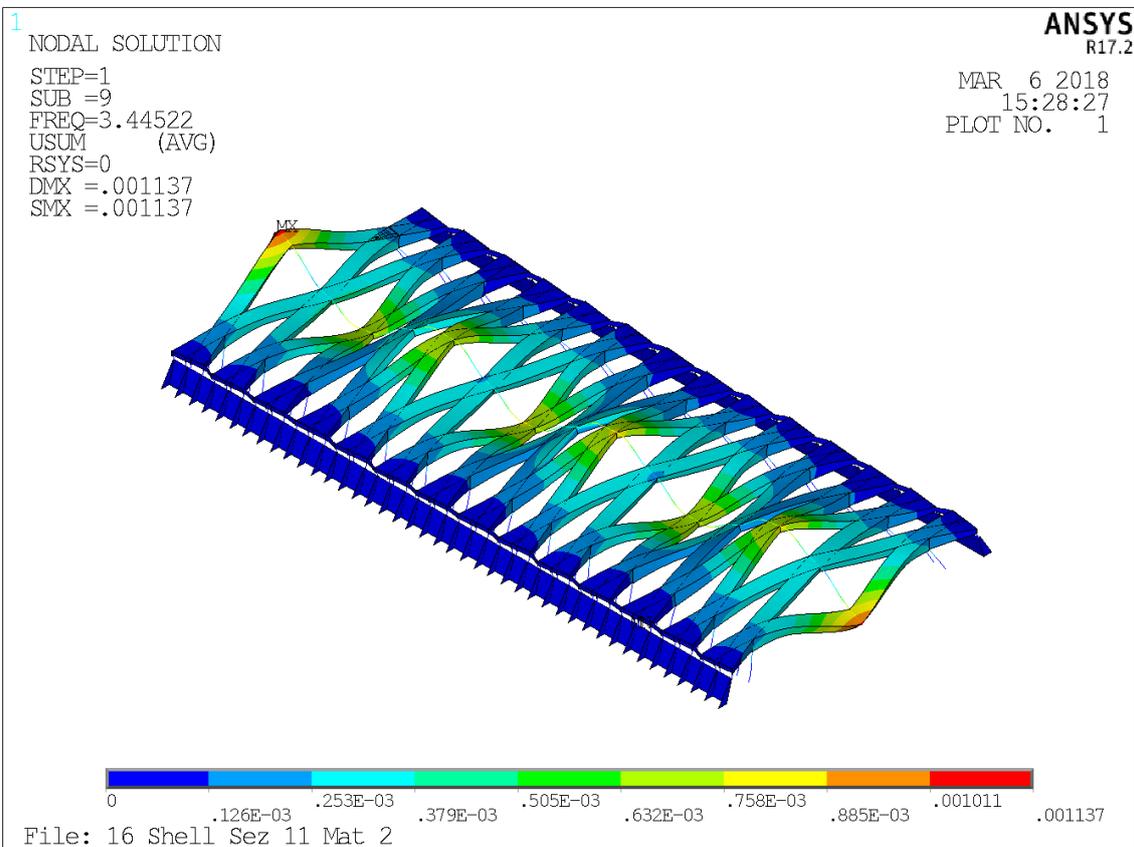


Figura 55 - Modo di vibrare n°9

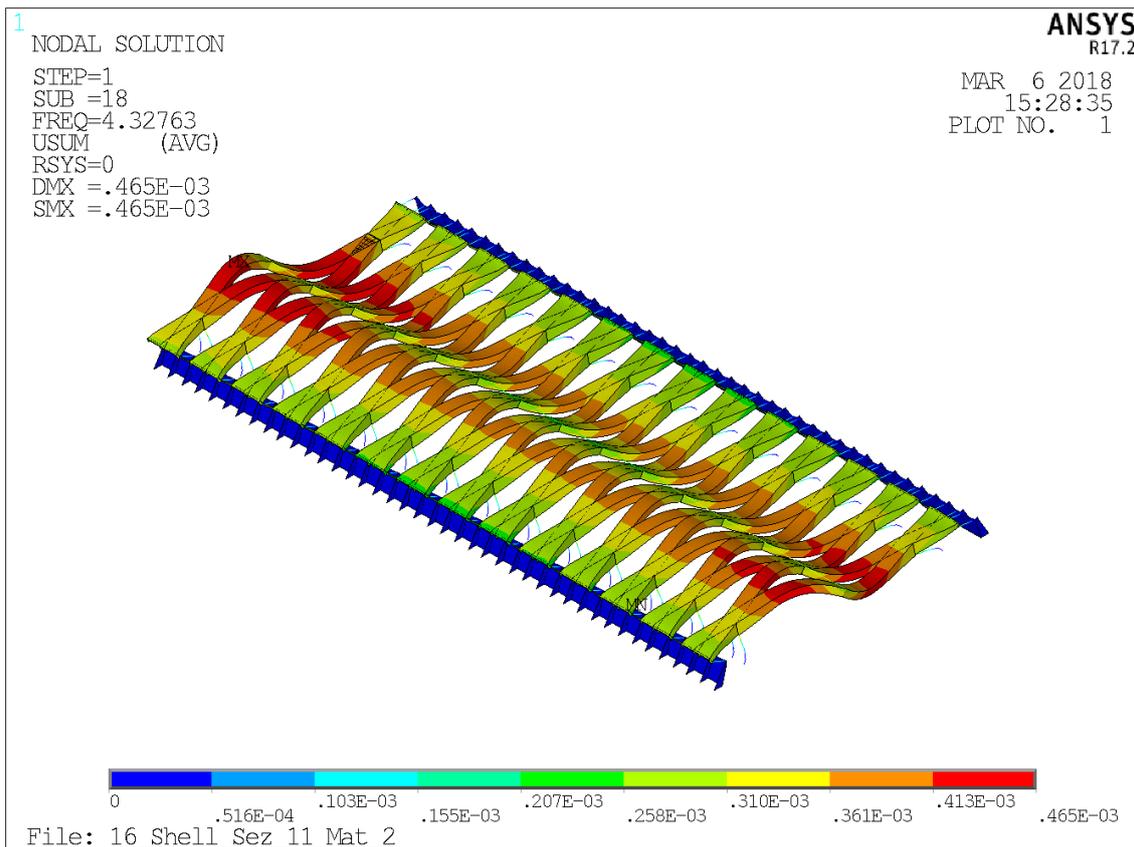


Figura 56 - Modo di vibrare n°18

In questo caso gli unici modi di vibrare aventi massa partecipante superiore al 5% o tali da indurre un aumento della vulnerabilità sismica sono stati riscontrati in un range compreso tra il 1° e il 18° modo. I modi selezionati sono stati adoperati per la definizione delle caratteristiche di sollecitazione da combinare con quelle ottenute dall'analisi statica.

Per la determinazione delle sollecitazioni è stato adoperato sempre lo spettro di progetto per il sito in cui sorge la struttura considerando di nuovo separatamente le due componenti traslazionali e quella verticale. La combinazione delle sollecitazioni è avvenuta sempre mediante una combinazione quadratica completa, CQC, in quanto anche in questo caso i periodi differivano tra di loro meno del 10%. Le sezioni critiche sono rappresentate sempre dalla biella interna e dalla bielletta-tirante in modo da ottenere un confronto con la prima struttura esaminata. Di seguito verranno mostrate le verifiche a compressione, presso-flessione e a taglio per le bielle interne prese in esame e le verifiche a trazione, tenso-flessione e a taglio per i tiranti in calcestruzzo. Gli elementi considerati sono gli stessi verificati in precedenza.

Viene plottata nel seguito una biella generica e successivamente vengono riportate le caratteristiche di sollecitazione con le rispettive verifiche.

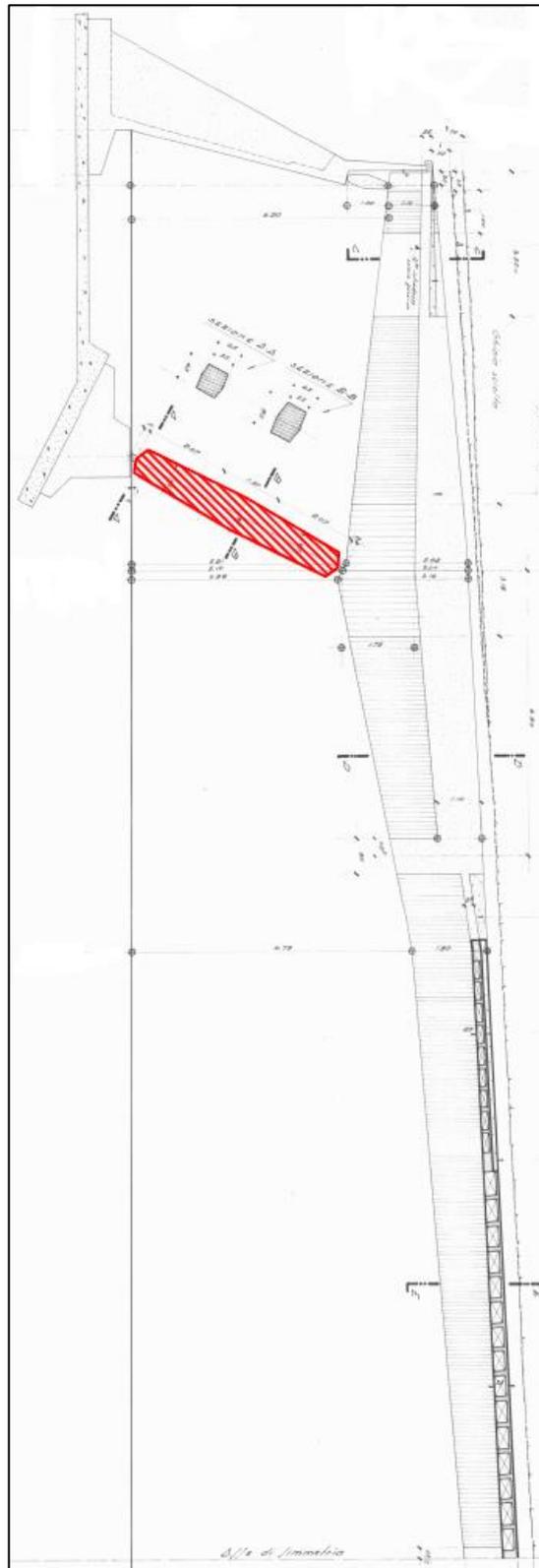


Figura 57 - Plottaggio di una biella generica sottoposta a verifica

BIELLA INTERNA N°1					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
240864	637504	51833.7	-2530000	88837.1	40594.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	447665.31
1	-0.3	0.3	65162.91
1	0.3	-0.3	416565.09
1	-0.3	-0.3	34062.69
-1	0.3	0.3	34062.69
-1	-0.3	0.3	416565.09
-1	0.3	-0.3	65162.91
-1	-0.3	-0.3	447665.31
0.3	1	0.3	725313.31
-0.3	1	0.3	580794.91
0.3	1	-0.3	694213.09
-0.3	1	-0.3	549694.69
0.3	-1	0.3	549694.69
-0.3	-1	0.3	694213.09
0.3	-1	-0.3	580794.91
-0.3	-1	-0.3	725313.31
0.3	0.3	1	315344.1
-0.3	0.3	1	170825.7
0.3	-0.3	1	67158.3
-0.3	-0.3	1	211676.7
0.3	0.3	-1	211676.7
-0.3	0.3	-1	67158.3
0.3	-0.3	-1	170825.7
-0.3	-0.3	-1	315344.1

N _{1A}	-1715849.59	N
N _{1B}	-3166476.21	N
N _{1C}	-1893523.79	N
N _{1D}	-3344150.41	N
N _{2A}	-1764092.49	N
N _{2B}	-3214719.11	N
N _{2C}	-1845280.89	N
N _{2D}	-3295907.51	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	725313.31
---	-----------

BIELLA INTERNA N°13					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
221823	92067.9	33936.5	-2220000	69208.3	31624.8

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	259624.32
1	-0.3	0.3	204383.58
1	0.3	-0.3	239262.42
1	-0.3	-0.3	184021.68
-1	0.3	0.3	184021.68
-1	-0.3	0.3	239262.42
-1	0.3	-0.3	204383.58
-1	-0.3	-0.3	259624.32
0.3	1	0.3	168795.75
-0.3	1	0.3	35701.95
0.3	1	-0.3	148433.85
-0.3	1	-0.3	15340.05
0.3	-1	0.3	15340.05
-0.3	-1	0.3	148433.85
0.3	-1	-0.3	35701.95
-0.3	-1	-0.3	168795.75
0.3	0.3	1	128103.77
-0.3	0.3	1	4990.03
0.3	-0.3	1	72863.03
-0.3	-0.3	1	60230.77
0.3	0.3	-1	60230.77
-0.3	0.3	-1	72863.03
0.3	-0.3	-1	4990.03
-0.3	-0.3	-1	128103.77

N _{1A}	-1891167.38	N
N _{1B}	-2410416.02	N
N _{1C}	-2029583.98	N
N _{1D}	-2548832.62	N
N _{2A}	-1928750.88	N
N _{2B}	-2447999.52	N
N _{2C}	-1992000.48	N
N _{2D}	-2511249.12	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	259624.32
---	-----------

BIELLA INTERNA N°28					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
234517	637504	51833.7	-2530000	87821.9	40130.3

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	441318.31
1	-0.3	0.3	58815.91
1	0.3	-0.3	410218.09
1	-0.3	-0.3	27715.69
-1	0.3	0.3	27715.69
-1	-0.3	0.3	410218.09
-1	0.3	-0.3	58815.91
-1	-0.3	-0.3	441318.31
0.3	1	0.3	723409.21
-0.3	1	0.3	582699.01
0.3	1	-0.3	692308.99
-0.3	1	-0.3	551598.79
0.3	-1	0.3	551598.79
-0.3	-1	0.3	692308.99
0.3	-1	-0.3	582699.01
-0.3	-1	-0.3	723409.21
0.3	0.3	1	313440
-0.3	0.3	1	172729.8
0.3	-0.3	1	69062.4
-0.3	-0.3	1	209772.6
0.3	0.3	-1	209772.6
-0.3	0.3	-1	69062.4
0.3	-0.3	-1	172729.8
-0.3	-0.3	-1	313440

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]

723409.21

N _{1A}	-1718768.89	N
N _{1B}	-3165587.31	N
N _{1C}	-1894412.69	N
N _{1D}	-3341231.11	N
N _{2A}	-1766460.49	N
N _{2B}	-3213278.91	N
N _{2C}	-1846721.09	N
N _{2D}	-3293539.51	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°29					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
234517	637504	51833.7	-2530000	87821.9	40130.3

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	441318.31
1	-0.3	0.3	58815.91
1	0.3	-0.3	410218.09
1	-0.3	-0.3	27715.69
-1	0.3	0.3	27715.69
-1	-0.3	0.3	410218.09
-1	0.3	-0.3	58815.91
-1	-0.3	-0.3	441318.31
0.3	1	0.3	723409.21
-0.3	1	0.3	582699.01
0.3	1	-0.3	692308.99
-0.3	1	-0.3	551598.79
0.3	-1	0.3	551598.79
-0.3	-1	0.3	692308.99
0.3	-1	-0.3	582699.01
-0.3	-1	-0.3	723409.21
0.3	0.3	1	313440
-0.3	0.3	1	172729.8
0.3	-0.3	1	69062.4
-0.3	-0.3	1	209772.6
0.3	0.3	-1	209772.6
-0.3	0.3	-1	69062.4
0.3	-0.3	-1	172729.8
-0.3	-0.3	-1	313440

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	723409.21
---	-----------

N _{1A}	-1718768.89	N
N _{1B}	-3165587.31	N
N _{1C}	-1894412.69	N
N _{1D}	-3341231.11	N
N _{2A}	-1766460.49	N
N _{2B}	-3213278.91	N
N _{2C}	-1846721.09	N
N _{2D}	-3293539.51	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.0 0	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°41					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
221823	92067.9	33936.5	-2220000	69208.3	22191.5

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	259624.32
1	-0.3	0.3	204383.58
1	0.3	-0.3	239262.42
1	-0.3	-0.3	184021.68
-1	0.3	0.3	184021.68
-1	-0.3	0.3	239262.42
-1	0.3	-0.3	204383.58
-1	-0.3	-0.3	259624.32
0.3	1	0.3	168795.75
-0.3	1	0.3	35701.95
0.3	1	-0.3	148433.85
-0.3	1	-0.3	15340.05
0.3	-1	0.3	15340.05
-0.3	-1	0.3	148433.85
0.3	-1	-0.3	35701.95
-0.3	-1	-0.3	168795.75
0.3	0.3	1	128103.77
-0.3	0.3	1	4990.03
0.3	-0.3	1	72863.03
-0.3	-0.3	1	60230.77
0.3	0.3	-1	60230.77
-0.3	0.3	-1	72863.03
0.3	-0.3	-1	4990.03
-0.3	-0.3	-1	128103.77

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	259624.32
---	-----------

N _{1A}	-1891167.38	N
N _{1B}	-2410416.02	N
N _{1C}	-2029583.98	N
N _{1D}	-2548832.62	N
N _{2A}	-1938184.18	N
N _{2B}	-2457432.82	N
N _{2C}	-1982567.18	N
N _{2D}	-2501815.82	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°56					
VERIFICA A COMPRESSIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
244038	637504	51833.7	-2580000	88837.1	40594.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	450839.31
1	-0.3	0.3	68336.91
1	0.3	-0.3	419739.09
1	-0.3	-0.3	37236.69
-1	0.3	0.3	37236.69
-1	-0.3	0.3	419739.09
-1	0.3	-0.3	68336.91
-1	-0.3	-0.3	450839.31
0.3	1	0.3	726265.51
-0.3	1	0.3	579842.71
0.3	1	-0.3	695165.29
-0.3	1	-0.3	548742.49
0.3	-1	0.3	548742.49
-0.3	-1	0.3	695165.29
0.3	-1	-0.3	579842.71
-0.3	-1	-0.3	726265.51
0.3	0.3	1	316296.3
-0.3	0.3	1	169873.5
0.3	-0.3	1	66206.1
-0.3	-0.3	1	212628.9
0.3	0.3	-1	212628.9
-0.3	0.3	-1	66206.1
0.3	-0.3	-1	169873.5
-0.3	-0.3	-1	316296.3

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	726265.51
---	-----------

N _{1A}	-1764897.39	N
N _{1B}	-3217428.41	N
N _{1C}	-1942571.59	N
N _{1D}	-3395102.61	N
N _{2A}	-1813140.29	N
N _{2B}	-3265671.31	N
N _{2C}	-1894328.69	N
N _{2D}	-3346859.71	N

VERIFICA		
A _c	0.4225	m ²
f _{cd}	23516666.67	N/m ²
A _{s1}	0.001017876	m ²
A _{s2}	0.001017876	m ²
f _{yd}	200000000.00	N/m ²

N _{rd}	-10342942.07	N
-----------------	--------------	---

N _{1A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} ≤ N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} ≤ N _{rd}	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°1					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
233752	92205.1	10325.8	-333450	7642.86	3492.42
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
240864	637504	51833.7	-2530000	88837.1	40594.2

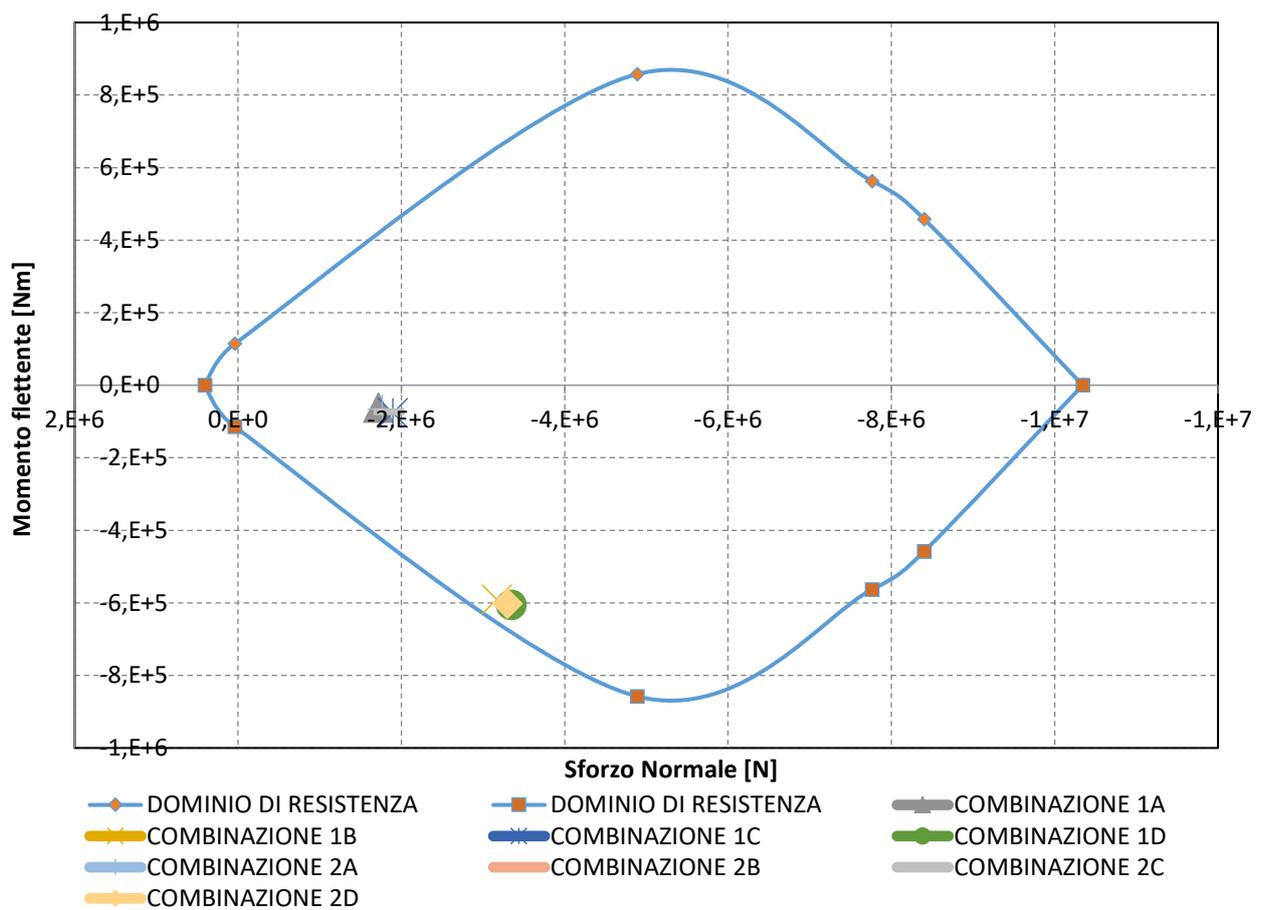
PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	447665.31	264511.27
1	-0.3	0.3	65162.91	209188.21
1	0.3	-0.3	416565.09	258315.79
1	-0.3	-0.3	34062.69	202992.73
-1	0.3	0.3	34062.69	202992.73
-1	-0.3	0.3	416565.09	258315.79
-1	0.3	-0.3	65162.91	209188.21
-1	-0.3	-0.3	447665.31	264511.27
0.3	1	0.3	725313.31	165428.44
-0.3	1	0.3	580794.91	25177.24
0.3	1	-0.3	694213.09	159232.96
-0.3	1	-0.3	549694.69	18981.76
0.3	-1	0.3	549694.69	18981.76
-0.3	-1	0.3	694213.09	159232.96
0.3	-1	-0.3	580794.91	25177.24
-0.3	-1	-0.3	725313.31	165428.44
0.3	0.3	1	315344.1	108112.93
-0.3	0.3	1	170825.7	32138.27
0.3	-0.3	1	67158.3	52789.87
-0.3	-0.3	1	211676.7	87461.33
0.3	0.3	-1	211676.7	87461.33
-0.3	0.3	-1	67158.3	52789.87
0.3	-0.3	-1	170825.7	32138.27
-0.3	-0.3	-1	315344.1	108112.93

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	725313.31	264511.27

N _{1A}	-1715849.6	N
N _{1B}	-3166476.2	N
N _{1C}	-1893523.8	N
N _{1D}	-3344150.4	N
N _{2A}	-1764092.5	N
N _{2B}	-3214719.1	N
N _{2C}	-1845280.9	N
N _{2D}	-3295907.5	N

M _{1A}	-61295.87	Nm
M _{1B}	-590318.41	Nm
M _{1C}	-76581.59	Nm
M _{1D}	-605604.13	Nm
M _{2A}	-65446.31	Nm
M _{2B}	-594468.85	Nm
M _{2C}	-72431.15	Nm
M _{2D}	-601453.69	Nm

BIELLA INTERNA N°1



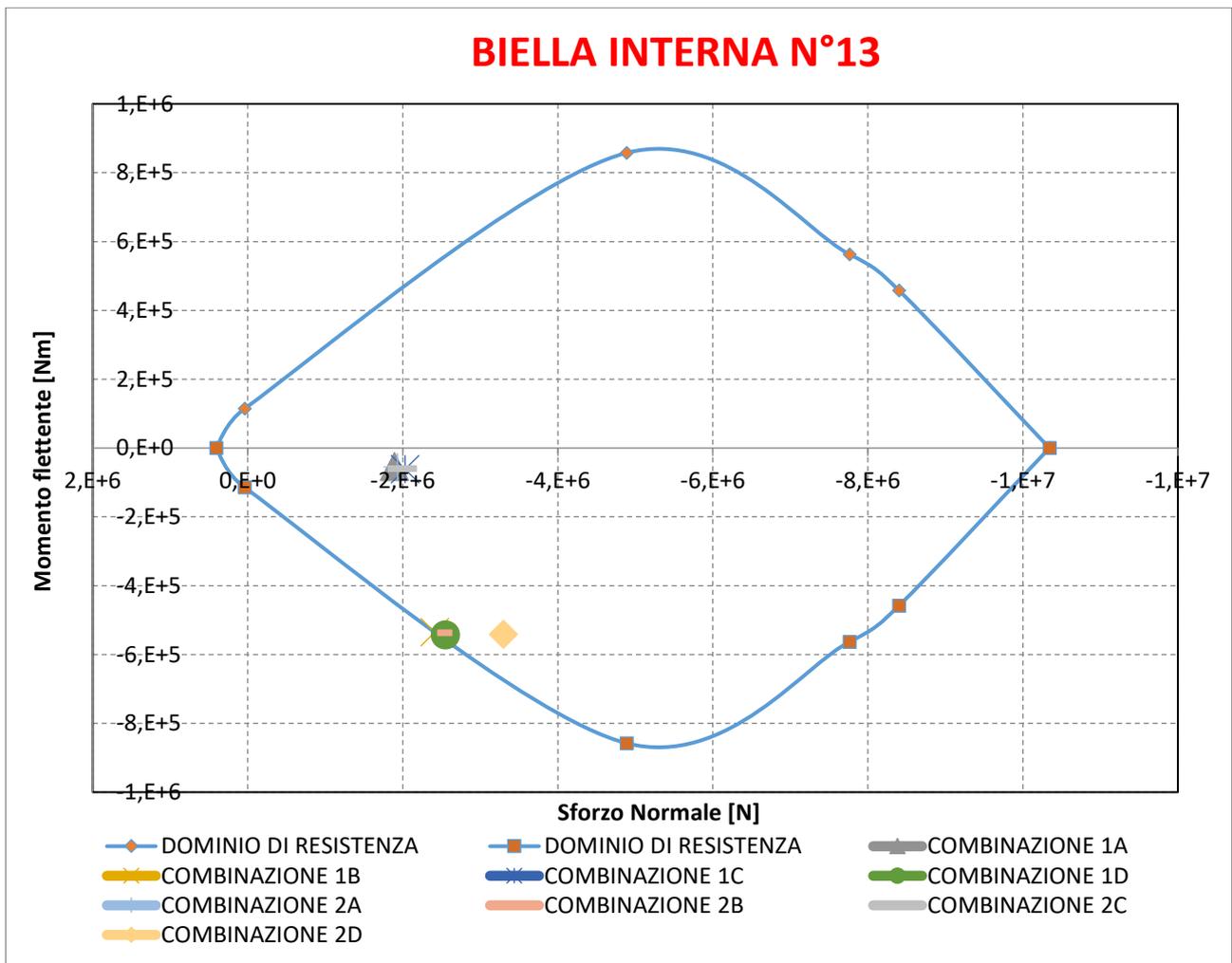
BIELLA INTERNA N°13					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
233752	15243.6	8091.47	-298222	4267.67	1950.11
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
221823	92067.9	33936.5	-2220000	69208.3	31624.8

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	259624.32	240752.521
1	-0.3	0.3	204383.58	231606.361
1	0.3	-0.3	239262.42	235897.639
1	-0.3	-0.3	184021.68	226751.479
-1	0.3	0.3	184021.68	226751.479
-1	-0.3	0.3	239262.42	235897.639
-1	0.3	-0.3	204383.58	231606.361
-1	-0.3	-0.3	259624.32	240752.521
0.3	1	0.3	168795.75	87796.641
-0.3	1	0.3	35701.95	52454.559
0.3	1	-0.3	148433.85	82941.759
-0.3	1	-0.3	15340.05	57309.441
0.3	-1	0.3	15340.05	57309.441
-0.3	-1	0.3	148433.85	82941.759
0.3	-1	-0.3	35701.95	52454.559
-0.3	-1	-0.3	168795.75	87796.641
0.3	0.3	1	128103.77	82790.15
-0.3	0.3	1	4990.03	57461.05
0.3	-0.3	1	72863.03	73643.99
-0.3	-0.3	1	60230.77	66607.21
0.3	0.3	-1	60230.77	66607.21
-0.3	0.3	-1	72863.03	73643.99
0.3	-0.3	-1	4990.03	57461.05
-0.3	-0.3	-1	128103.77	82790.15

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	259624.32	240752.521

N _{1A}	-1891167	N
N _{1B}	-2410416	N
N _{1C}	-2029584	N
N _{1D}	-2548833	N
N _{2A}	-1928751	N
N _{2B}	-2448000	N
N _{2C}	-1992000	N
N _{2D}	-3295908	N

M _{1A}	-53201.81	Nm
M _{1B}	-534706.9	Nm
M _{1C}	-61737.15	Nm
M _{1D}	-543242.2	Nm
M _{2A}	-55519.37	Nm
M _{2B}	-537024.4	Nm
M _{2C}	-59419.59	Nm
M _{2D}	-540924.6	Nm



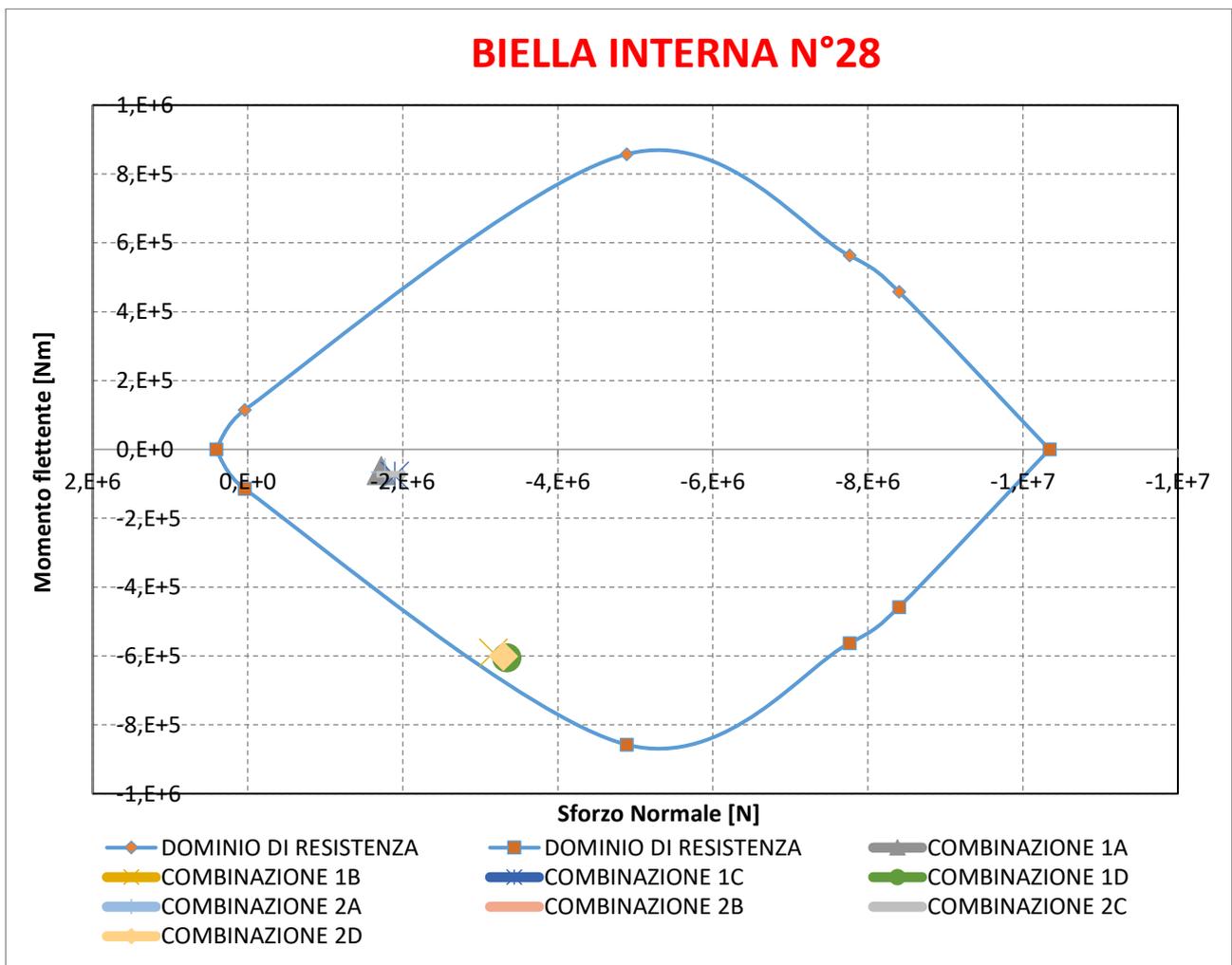
BIELLA INTERNA N°28					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
233752	92205.1	10325.8	-333450	7545.53	3447.94
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
234517	637504	51833.7	-2530000	87821.9	40130.3

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	441318.31	264511.27
1	-0.3	0.3	58815.91	209188.21
1	0.3	-0.3	410218.09	258315.79
1	-0.3	-0.3	27715.69	202992.73
-1	0.3	0.3	27715.69	202992.73
-1	-0.3	0.3	410218.09	258315.79
-1	0.3	-0.3	58815.91	209188.21
-1	-0.3	-0.3	441318.31	264511.27
0.3	1	0.3	723409.21	165428.44
-0.3	1	0.3	582699.01	25177.24
0.3	1	-0.3	692308.99	159232.96
-0.3	1	-0.3	551598.79	18981.76
0.3	-1	0.3	551598.79	18981.76
-0.3	-1	0.3	692308.99	159232.96
0.3	-1	-0.3	582699.01	25177.24
-0.3	-1	-0.3	723409.21	165428.44
0.3	0.3	1	313440	108112.93
-0.3	0.3	1	172729.8	32138.27
0.3	-0.3	1	69062.4	52789.87
-0.3	-0.3	1	209772.6	87461.33
0.3	0.3	-1	209772.6	87461.33
-0.3	0.3	-1	69062.4	52789.87
0.3	-0.3	-1	172729.8	32138.27
-0.3	-0.3	-1	313440	108112.93

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	723409.21	264511.27

N _{1A}	-1718769	N
N _{1B}	-3165587	N
N _{1C}	-1894413	N
N _{1D}	-3341231	N
N _{2A}	-1766460	N
N _{2B}	-3213279	N
N _{2C}	-1846721	N
N _{2D}	-3295908	N

M _{1A}	-61393.2	Nm
M _{1B}	-590415.7	Nm
M _{1C}	-76484.26	Nm
M _{1D}	-605506.8	Nm
M _{2A}	-65490.79	Nm
M _{2B}	-594513.3	Nm
M _{2C}	-72386.67	Nm
M _{2D}	-601409.2	Nm



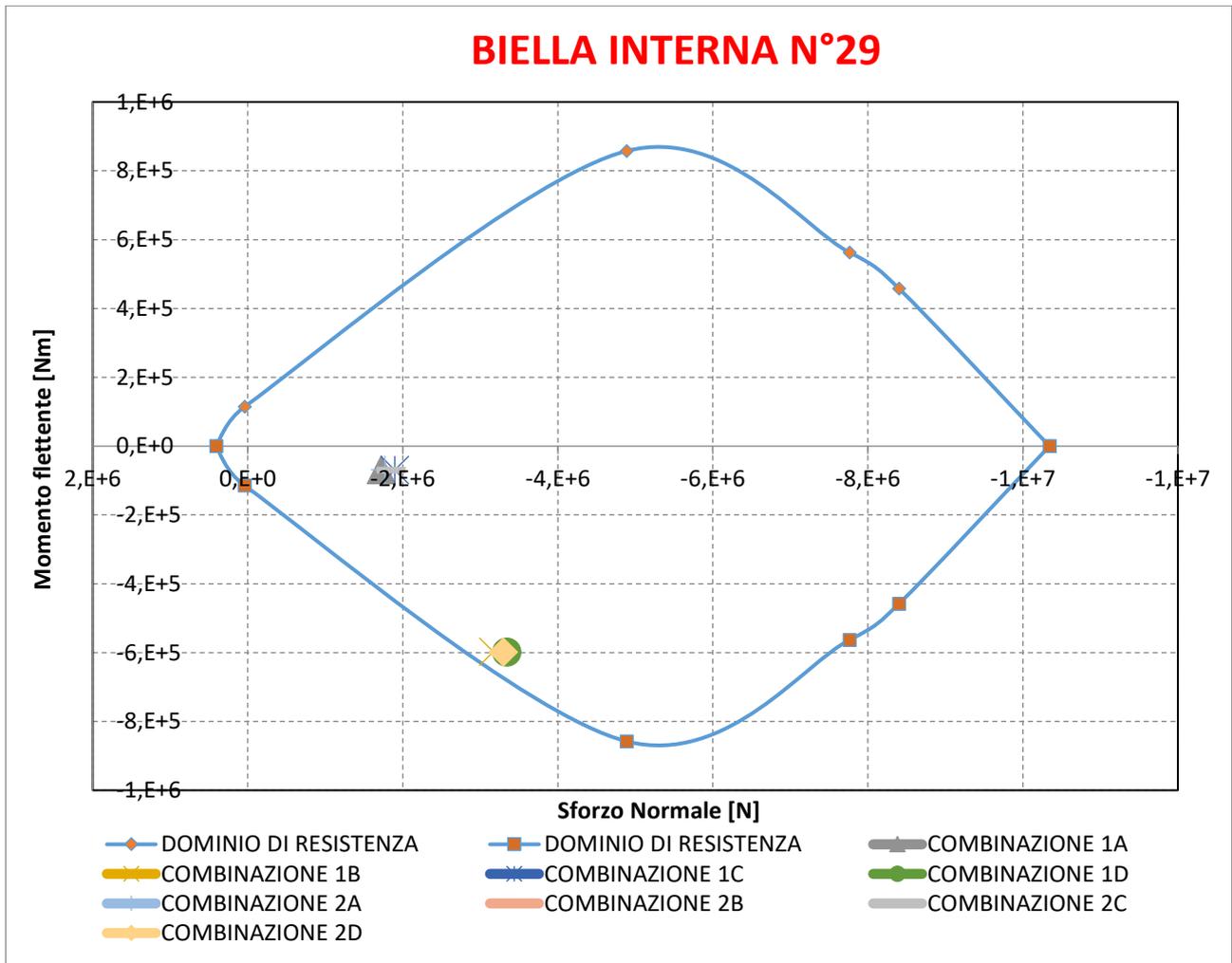
BIELLA INTERNA N°29					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
233752	92205.1	10325.8	-333450	759.13	363.336
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
234517	637504	51833.7	-2530000	87821.9	40130.3

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	441318.31	264511.27
1	-0.3	0.3	58815.91	209188.21
1	0.3	-0.3	410218.09	258315.79
1	-0.3	-0.3	27715.69	202992.73
-1	0.3	0.3	27715.69	202992.73
-1	-0.3	0.3	410218.09	258315.79
-1	0.3	-0.3	58815.91	209188.21
-1	-0.3	-0.3	441318.31	264511.27
0.3	1	0.3	723409.21	165428.44
-0.3	1	0.3	582699.01	25177.24
0.3	1	-0.3	692308.99	159232.96
-0.3	1	-0.3	551598.79	18981.76
0.3	-1	0.3	551598.79	18981.76
-0.3	-1	0.3	692308.99	159232.96
0.3	-1	-0.3	582699.01	25177.24
-0.3	-1	-0.3	723409.21	165428.44
0.3	0.3	1	313440	108112.93
-0.3	0.3	1	172729.8	32138.27
0.3	-0.3	1	69062.4	52789.87
-0.3	-0.3	1	209772.6	87461.33
0.3	0.3	-1	209772.6	87461.33
-0.3	0.3	-1	69062.4	52789.87
0.3	-0.3	-1	172729.8	32138.27
-0.3	-0.3	-1	313440	108112.93

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS	723409.21	264511.27
--	-----------	-----------

N _{1A}	-1718768.89	N
N _{1B}	-3165587.31	N
N _{1C}	-1894412.69	N
N _{1D}	-3341231.11	N
N _{2A}	-1766460.49	N
N _{2B}	-3213278.91	N
N _{2C}	-1846721.09	N
N _{2D}	-3295907.51	N

M _{1A}	-68179.6	Nm
M _{1B}	-597202.14	Nm
M _{1C}	-69697.86	Nm
M _{1D}	-598720.4	Nm
M _{2A}	-68575.394	Nm
M _{2B}	-597597.934	Nm
M _{2C}	-69302.066	Nm
M _{2D}	-598324.606	Nm



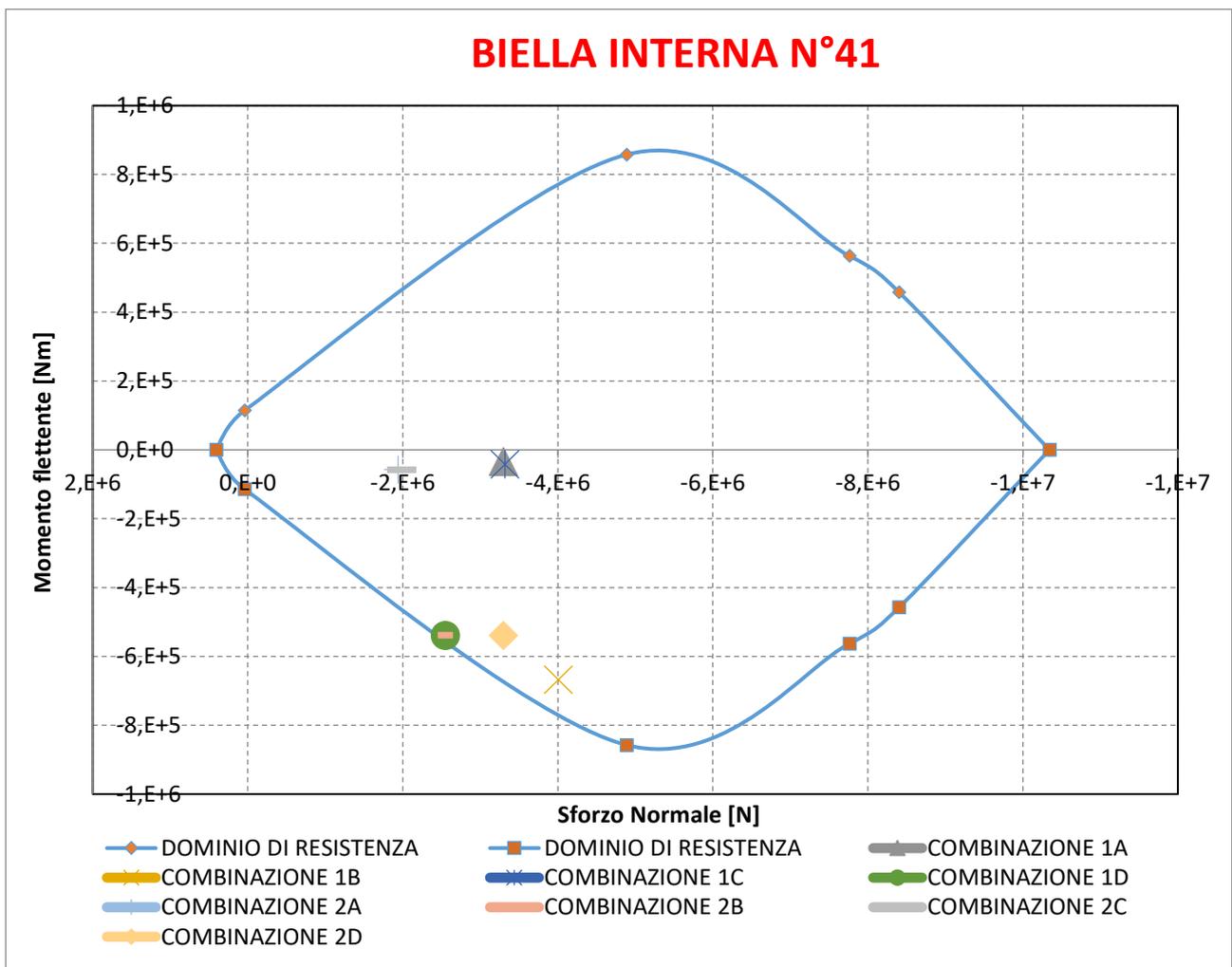
BIELLA INTERNA N°41					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
233752	15243.6	8091.47	-298222	759.13	363.336
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
221823	92067.9	33936.5	-2220000	69208.3	22191.5

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	259624.32	240752.521
1	-0.3	0.3	204383.58	231606.361
1	0.3	-0.3	239262.42	235897.639
1	-0.3	-0.3	184021.68	226751.479
-1	0.3	0.3	184021.68	226751.479
-1	-0.3	0.3	239262.42	235897.639
-1	0.3	-0.3	204383.58	231606.361
-1	-0.3	-0.3	259624.32	240752.521
0.3	1	0.3	168795.75	87796.641
-0.3	1	0.3	35701.95	52454.559
0.3	1	-0.3	148433.85	82941.759
-0.3	1	-0.3	15340.05	57309.441
0.3	-1	0.3	15340.05	57309.441
-0.3	-1	0.3	148433.85	82941.759
0.3	-1	-0.3	35701.95	52454.559
-0.3	-1	-0.3	168795.75	87796.641
0.3	0.3	1	128103.77	82790.15
-0.3	0.3	1	4990.03	57461.05
0.3	-0.3	1	72863.03	73643.99
-0.3	-0.3	1	60230.77	66607.21
0.3	0.3	-1	60230.77	66607.21
-0.3	0.3	-1	72863.03	73643.99
0.3	-0.3	-1	4990.03	57461.05
-0.3	-0.3	-1	128103.77	82790.15

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS	259624.32	240752.521

N _{1A}	-1891167	N
N _{1B}	-2410416	N
N _{1C}	-2029584	N
N _{1D}	-2548833	N
N _{2A}	-1938184	N
N _{2B}	-2457433	N
N _{2C}	-1982567	N
N _{2D}	-3295908	N

M _{1A}	-56710.35	Nm
M _{1B}	-538215.4	Nm
M _{1C}	-58228.61	Nm
M _{1D}	-539733.7	Nm
M _{2A}	-57106.14	Nm
M _{2B}	-538611.2	Nm
M _{2C}	-57832.82	Nm
M _{2D}	-539337.9	Nm



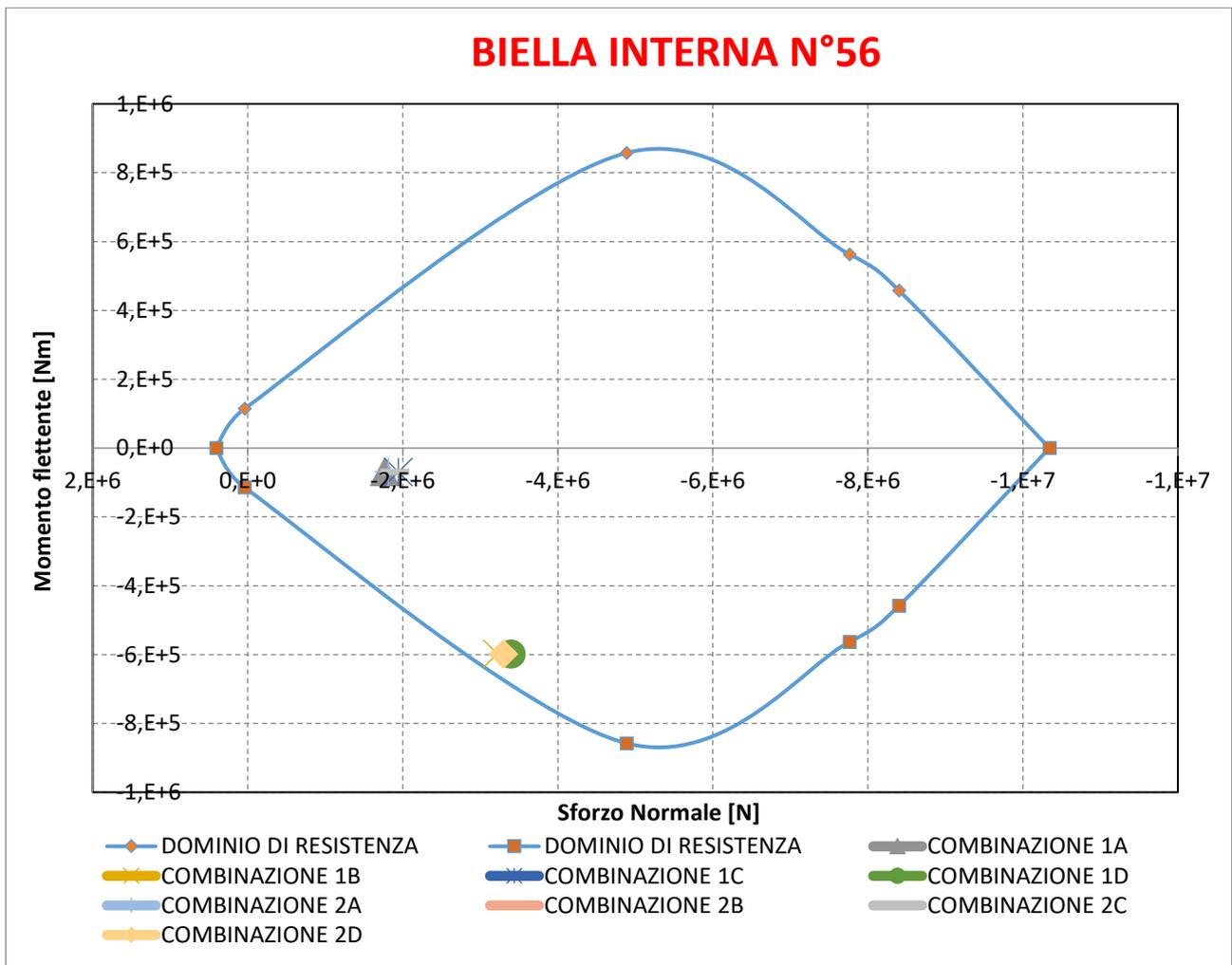
BIELLA INTERNA N°56					
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
233752	92205.1	10325.8	-333450	759.13	363.336
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
244038	637504	51833.7	-2580000	88837.1	40594.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	450839.31	264511.27
1	-0.3	0.3	68336.91	209188.21
1	0.3	-0.3	419739.09	258315.79
1	-0.3	-0.3	37236.69	202992.73
-1	0.3	0.3	37236.69	202992.73
-1	-0.3	0.3	419739.09	258315.79
-1	0.3	-0.3	68336.91	209188.21
-1	-0.3	-0.3	450839.31	264511.27
0.3	1	0.3	726265.51	165428.44
-0.3	1	0.3	579842.71	25177.24
0.3	1	-0.3	695165.29	159232.96
-0.3	1	-0.3	548742.49	18981.76
0.3	-1	0.3	548742.49	18981.76
-0.3	-1	0.3	695165.29	159232.96
0.3	-1	-0.3	579842.71	25177.24
-0.3	-1	-0.3	726265.51	165428.44
0.3	0.3	1	316296.3	108112.93
-0.3	0.3	1	169873.5	32138.27
0.3	-0.3	1	66206.1	52789.87
-0.3	-0.3	1	212628.9	87461.33
0.3	0.3	-1	212628.9	87461.33
-0.3	0.3	-1	66206.1	52789.87
0.3	-0.3	-1	169873.5	32138.27
-0.3	-0.3	-1	316296.3	108112.93

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	726265.51	264511.27

N _{1A}	-1764897	N
N _{1B}	-3217428	N
N _{1C}	-1942572	N
N _{1D}	-3395103	N
N _{2A}	-1813140	N
N _{2B}	-3265671	N
N _{2C}	-1894329	N
N _{2D}	-3295908	N

M _{1A}	-68179.6	Nm
M _{1B}	-597202.14	Nm
M _{1C}	-69697.86	Nm
M _{1D}	-598720.4	Nm
M _{2A}	-68575.394	Nm
M _{2B}	-597597.934	Nm
M _{2C}	-69302.066	Nm
M _{2D}	-598324.606	Nm



BIELLA INTERNA N°1					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
47277	20228.2	2073.81	49747.5	1477.2	675

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	53967.603
1	-0.3	0.3	41830.683
1	0.3	-0.3	52723.317
1	-0.3	-0.3	40586.397
-1	0.3	0.3	40586.397
-1	-0.3	0.3	52723.317
-1	0.3	-0.3	41830.683
-1	-0.3	-0.3	53967.603
0.3	1	0.3	35033.443
-0.3	1	0.3	6667.243
0.3	1	-0.3	33789.157
-0.3	1	-0.3	5422.957
0.3	-1	0.3	5422.957
-0.3	-1	0.3	33789.157
0.3	-1	-0.3	6667.243
-0.3	-1	-0.3	35033.443
0.3	0.3	1	22325.37
-0.3	0.3	1	6040.83
0.3	-0.3	1	10188.45
-0.3	-0.3	1	18177.75
0.3	0.3	-1	18177.75
-0.3	0.3	-1	10188.45
0.3	-0.3	-1	6040.83
-0.3	-0.3	-1	22325.37

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	53967.603
---	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
s	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	105192.303	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-2742.903	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	102237.903	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-5697.303	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	104390.103	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-3545.103	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	103040.103	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-4895.103	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°13					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
41825.7	8001.32	1729.64	34446.1	1150.86	525.88

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	44744.99
1	-0.3	0.3	39944.20
1	0.3	-0.3	43707.20
1	-0.3	-0.3	38906.41
-1	0.3	0.3	38906.41
-1	-0.3	0.3	43707.20
-1	0.3	-0.3	39944.20
-1	-0.3	-0.3	44744.99
0.3	1	0.3	21067.92
-0.3	1	0.3	4027.50
0.3	1	-0.3	20030.14
-0.3	1	-0.3	5065.28
0.3	-1	0.3	5065.28
-0.3	-1	0.3	20030.14
0.3	-1	-0.3	4027.50
-0.3	-1	-0.3	21067.92
0.3	0.3	1	16677.75
-0.3	0.3	1	8417.67
0.3	-0.3	1	11876.95
-0.3	-0.3	1	13218.47
0.3	0.3	-1	13218.47
-0.3	0.3	-1	11876.95
0.3	-0.3	-1	8417.67
-0.3	-0.3	-1	16677.75

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	44744.988
--	-----------

VERIFICA		
α_{CW}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
s	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	80341.948	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-9148.028	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	78040.228	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-11449.748	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	79716.968	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-9773.008	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	78665.208	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-10824.768	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°28					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
47277	20228.2	2073.81	49747.5	1459.8	667.05

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	53967.603
1	-0.3	0.3	41830.683
1	0.3	-0.3	52723.317
1	-0.3	-0.3	40586.397
-1	0.3	0.3	40586.397
-1	-0.3	0.3	52723.317
-1	0.3	-0.3	41830.683
-1	-0.3	-0.3	53967.603
0.3	1	0.3	35033.443
-0.3	1	0.3	6667.243
0.3	1	-0.3	33789.157
-0.3	1	-0.3	5422.957
0.3	-1	0.3	5422.957
-0.3	-1	0.3	33789.157
0.3	-1	-0.3	6667.243
-0.3	-1	-0.3	35033.443
0.3	0.3	1	22325.37
-0.3	0.3	1	6040.83
0.3	-0.3	1	10188.45
-0.3	-0.3	1	18177.75
0.3	0.3	-1	18177.75
-0.3	0.3	-1	10188.45
0.3	-0.3	-1	6040.83
-0.3	-0.3	-1	22325.37

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	53967.603
--	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
s	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	105174.903	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-2760.303	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	102255.303	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-5679.903	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	104382.153	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-3553.053	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	103048.053	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-4887.153	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°29					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
47277	20228.2	2073.81	49747.5	1459.8	667.05

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	53967.603
1	-0.3	0.3	41830.683
1	0.3	-0.3	52723.317
1	-0.3	-0.3	40586.397
-1	0.3	0.3	40586.397
-1	-0.3	0.3	52723.317
-1	0.3	-0.3	41830.683
-1	-0.3	-0.3	53967.603
0.3	1	0.3	35033.443
-0.3	1	0.3	6667.243
0.3	1	-0.3	33789.157
-0.3	1	-0.3	5422.957
0.3	-1	0.3	5422.957
-0.3	-1	0.3	33789.157
0.3	-1	-0.3	6667.243
-0.3	-1	-0.3	35033.443
0.3	0.3	1	22325.37
-0.3	0.3	1	6040.83
0.3	-0.3	1	10188.45
-0.3	-0.3	1	18177.75
0.3	0.3	-1	18177.75
-0.3	0.3	-1	10188.45
0.3	-0.3	-1	6040.83
-0.3	-0.3	-1	22325.37

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	53967.603
--	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
s	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	105174.903	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-2760.303	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	102255.303	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-5679.903	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	104382.153	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-3553.053	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	103048.053	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-4887.153	N	VERIFICATO

BIELLA INTERNA N°41					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
41825.7	8001.32	1729.64	34446.1	807.13	368.81

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	44744.99
1	-0.3	0.3	39944.2
1	0.3	-0.3	43707.2
1	-0.3	-0.3	38906.41
-1	0.3	0.3	38906.41
-1	-0.3	0.3	43707.2
-1	0.3	-0.3	39944.2
-1	-0.3	-0.3	44744.99
0.3	1	0.3	21067.92
-0.3	1	0.3	4027.498
0.3	1	-0.3	20030.14
-0.3	1	-0.3	5065.282
0.3	-1	0.3	5065.282
-0.3	-1	0.3	20030.14
0.3	-1	-0.3	4027.498
-0.3	-1	-0.3	21067.92
0.3	0.3	1	16677.75
-0.3	0.3	1	8417.674
0.3	-0.3	1	11876.95
-0.3	-0.3	1	13218.47
0.3	0.3	-1	13218.47
-0.3	0.3	-1	11876.95
0.3	-0.3	-1	8417.674
-0.3	-0.3	-1	16677.75

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
s	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	79998.218	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-9491.758	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	78383.958	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-11106.018	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	79559.898	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-9930.078	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	78822.278	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-10667.698	N	VERIFICATO

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	44744.99
---	----------

BIELLA INTERNA N°56					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
47277	20228.2	2073.81	49747.5	1477.2	675

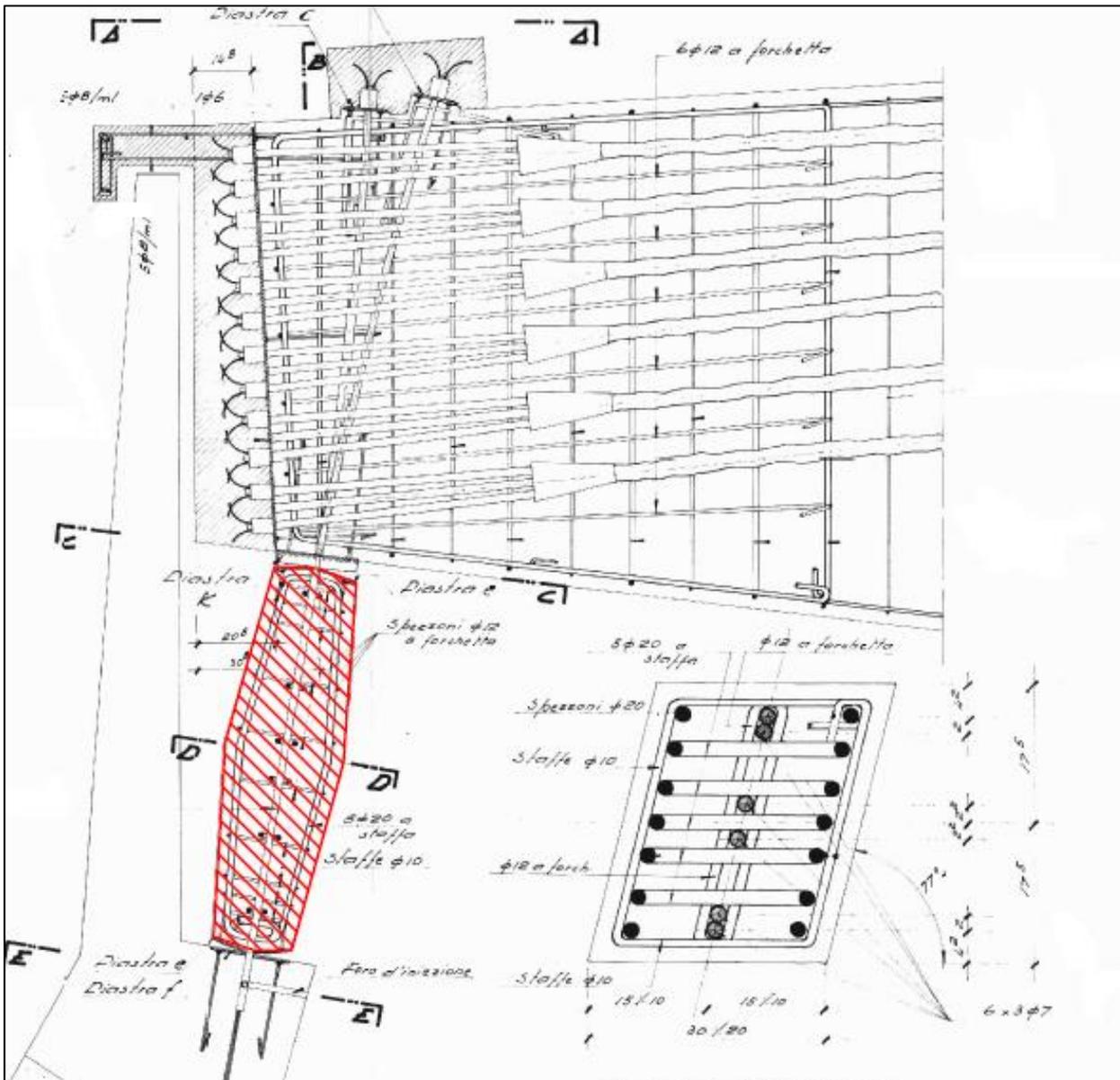
PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	53967.603
1	-0.3	0.3	41830.683
1	0.3	-0.3	52723.317
1	-0.3	-0.3	40586.397
-1	0.3	0.3	40586.397
-1	-0.3	0.3	52723.317
-1	0.3	-0.3	41830.683
-1	-0.3	-0.3	53967.603
0.3	1	0.3	35033.443
-0.3	1	0.3	6667.243
0.3	1	-0.3	33789.157
-0.3	1	-0.3	5422.957
0.3	-1	0.3	5422.957
-0.3	-1	0.3	33789.157
0.3	-1	-0.3	6667.243
-0.3	-1	-0.3	35033.443
0.3	0.3	1	22325.37
-0.3	0.3	1	6040.83
0.3	-0.3	1	10188.45
-0.3	-0.3	1	18177.75
0.3	0.3	-1	18177.75
-0.3	0.3	-1	10188.45
0.3	-0.3	-1	6040.83
-0.3	-0.3	-1	22325.37

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	53967.603
--	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.65	m
$z=0.9*d$	0.56	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 8	8	mm
s	15	cm
A_{sw}	0.0001	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	614373.05	N
$V_{RD,S}$	614373.05	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	6.94	-
$\cot\vartheta$	8.21	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	1765968.79	N
$V_{RD,S}$	186987.59	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	105192.303	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-2742.903	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	102237.903	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-5697.303	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	104390.103	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-3545.103	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	103040.103	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-4895.103	N	VERIFICATO

Viene plottata nel seguito una bielletta-tirante generica e successivamente vengono proposte le caratteristiche di sollecitazione con le rispettive verifiche.



BIELLETTA-TIRANTE N°1					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
38237.1	161121	8075.07	243854	30792.6	14070.7

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	88995.921
1	-0.3	0.3	7676.679
1	0.3	-0.3	84150.879
1	-0.3	-0.3	12521.721
-1	0.3	0.3	12521.721
-1	-0.3	0.3	84150.879
-1	0.3	-0.3	7676.679
-1	-0.3	-0.3	88995.921
0.3	1	0.3	175014.651
-0.3	1	0.3	152072.391
0.3	1	-0.3	170169.609
-0.3	1	-0.3	147227.349
0.3	-1	0.3	147227.349
-0.3	-1	0.3	170169.609
0.3	-1	-0.3	152072.391
-0.3	-1	-0.3	175014.651
0.3	0.3	1	67882.5
-0.3	0.3	1	44940.24
0.3	-0.3	1	28790.1
-0.3	-0.3	1	51732.36
0.3	0.3	-1	51732.36
-0.3	0.3	-1	28790.1
0.3	-0.3	-1	44940.24
-0.3	-0.3	-1	67882.5

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	175014.651
---	------------

$\sigma_{CAVI VERTICALI}$	3150	Kg/cm ²
$\sigma_{CAVI VERTICALI}$	315	N/mm ²
Area 3 Φ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
N _{CAVI}	-170100	N

N _{1A} - N _{CAVI}	279561.251	N
N _{1B} - N _{CAVI}	-70468.051	N
N _{1C} - N _{CAVI}	217976.051	N
N _{1D} - N _{CAVI}	-132053.251	N
N _{2A} - N _{CAVI}	262839.351	N
N _{2B} - N _{CAVI}	-87189.951	N
N _{2C} - N _{CAVI}	234697.951	N
N _{2D} - N _{CAVI}	-115331.351	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
f _{pd}	1166.67	N/mm ²
N _{r,d}	630000	N
N _{r,d}	-2857680	N

N _{1A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°2					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
96439.1	85953.1	8075.07	180910	3564.23	1628.68

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	124647.551
1	-0.3	0.3	73075.691
1	0.3	-0.3	119802.509
1	-0.3	-0.3	68230.649
-1	0.3	0.3	68230.649
-1	-0.3	0.3	119802.509
-1	0.3	-0.3	73075.691
-1	-0.3	-0.3	124647.551
0.3	1	0.3	117307.351
-0.3	1	0.3	59443.891
0.3	1	-0.3	112462.309
-0.3	1	-0.3	54598.849
0.3	-1	0.3	54598.849
-0.3	-1	0.3	112462.309
0.3	-1	-0.3	59443.891
-0.3	-1	-0.3	117307.351
0.3	0.3	1	62792.73
-0.3	0.3	1	4929.27
0.3	-0.3	1	11220.87
-0.3	-0.3	1	46642.59
0.3	0.3	-1	46642.59
-0.3	0.3	-1	11220.87
0.3	-0.3	-1	4929.27
-0.3	-0.3	-1	62792.73

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	124647.551
---	------------

$\sigma_{CAVI VERTICALI}$	3150	Kg/cm ²
$\sigma_{CAVI VERTICALI}$	315	N/mm ²
Area 3 Φ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
N_{CAVI}	-170100	N

$N_{1A} - N_{CAVI}$	139021.781	N
$N_{1B} - N_{CAVI}$	-110273.321	N
$N_{1C} - N_{CAVI}$	131893.321	N
$N_{1D} - N_{CAVI}$	-117401.781	N
$N_{2A} - N_{CAVI}$	137086.231	N
$N_{2B} - N_{CAVI}$	-112208.871	N
$N_{2C} - N_{CAVI}$	133828.871	N
$N_{2D} - N_{CAVI}$	-115466.231	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
f_{pd}	1166.67	N/mm ²
$N_{r,d}$	630000	N
$N_{r,d}$	-2857680	N

$N_{1A} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{1B} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{1C} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{1D} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2A} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2B} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2C} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO
$N_{2D} - N_{CAVI} < N_{rd}$	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°56					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
38237.1	161121	8075.07	218676	31049.7	14188.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	88995.921
1	-0.3	0.3	7676.679
1	0.3	-0.3	84150.879
1	-0.3	-0.3	12521.721
-1	0.3	0.3	12521.721
-1	-0.3	0.3	84150.879
-1	0.3	-0.3	7676.679
-1	-0.3	-0.3	88995.921
0.3	1	0.3	175014.651
-0.3	1	0.3	152072.391
0.3	1	-0.3	170169.609
-0.3	1	-0.3	147227.349
0.3	-1	0.3	147227.349
-0.3	-1	0.3	170169.609
0.3	-1	-0.3	152072.391
-0.3	-1	-0.3	175014.651
0.3	0.3	1	67882.5
-0.3	0.3	1	44940.24
0.3	-0.3	1	28790.1
-0.3	-0.3	1	51732.36
0.3	0.3	-1	51732.36
-0.3	0.3	-1	28790.1
0.3	-0.3	-1	44940.24
-0.3	-0.3	-1	67882.5

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	175014.651
--	------------

$\sigma_{CAVI\ VERTICALI}$	3150	Kg/cm ²
$\sigma_{CAVI\ VERTICALI}$	315	N/mm ²
Area 3 Φ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
N _{CAVI}	-170100	N

N _{1A} - N _{CAVI}	254640.351	N
N _{1B} - N _{CAVI}	-95388.951	N
N _{1C} - N _{CAVI}	192540.951	N
N _{1D} - N _{CAVI}	-157488.351	N
N _{2A} - N _{CAVI}	237778.851	N
N _{2B} - N _{CAVI}	-112250.451	N
N _{2C} - N _{CAVI}	209402.451	N
N _{2D} - N _{CAVI}	-140626.851	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
f _{pd}	1166.67	N/mm ²
N _{r,d}	630000	N
N _{r,d}	-2857680	N

N _{1A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°57					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
38237.1	161121	8075.07	243854	31049.7	14188.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	88995.921
1	-0.3	0.3	7676.679
1	0.3	-0.3	84150.879
1	-0.3	-0.3	12521.721
-1	0.3	0.3	12521.721
-1	-0.3	0.3	84150.879
-1	0.3	-0.3	7676.679
-1	-0.3	-0.3	88995.921
0.3	1	0.3	175014.651
-0.3	1	0.3	152072.391
0.3	1	-0.3	170169.609
-0.3	1	-0.3	147227.349
0.3	-1	0.3	147227.349
-0.3	-1	0.3	170169.609
0.3	-1	-0.3	152072.391
-0.3	-1	-0.3	175014.651
0.3	0.3	1	67882.5
-0.3	0.3	1	44940.24
0.3	-0.3	1	28790.1
-0.3	-0.3	1	51732.36
0.3	0.3	-1	51732.36
-0.3	0.3	-1	28790.1
0.3	-0.3	-1	44940.24
-0.3	-0.3	-1	67882.5

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	175014.651
--	------------

$\sigma_{CAVI VERTICALI}$	3150	Kg/cm ²
$\sigma_{CAVI VERTICALI}$	315	N/mm ²
Area 3 Φ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
N _{CAVI}	-170100	N

N _{1A} - N _{CAVI}	279818.351	N
N _{1B} - N _{CAVI}	-70210.951	N
N _{1C} - N _{CAVI}	217718.951	N
N _{1D} - N _{CAVI}	-132310.351	N
N _{2A} - N _{CAVI}	262956.851	N
N _{2B} - N _{CAVI}	-87072.451	N
N _{2C} - N _{CAVI}	234580.451	N
N _{2D} - N _{CAVI}	-115448.851	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
f _{pd}	1166.67	N/mm ²
N _{r,d}	630000	N
N _{r,d}	-2857680	N

N _{1A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°112					
VERIFICA A TRAZIONE (DIREZIONE CORTA)					
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
38237.1	186177	8075.07	243854	30792.6	14070.7

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]
1	0.3	0.3	96512.721
1	-0.3	0.3	15193.479
1	0.3	-0.3	91667.679
1	-0.3	-0.3	20038.521
-1	0.3	0.3	20038.521
-1	-0.3	0.3	91667.679
-1	0.3	-0.3	15193.479
-1	-0.3	-0.3	96512.721
0.3	1	0.3	200070.651
-0.3	1	0.3	177128.391
0.3	1	-0.3	195225.609
-0.3	1	-0.3	172283.349
0.3	-1	0.3	172283.349
-0.3	-1	0.3	195225.609
0.3	-1	-0.3	177128.391
-0.3	-1	-0.3	200070.651
0.3	0.3	1	75399.3
-0.3	0.3	1	52457.04
0.3	-0.3	1	36306.9
-0.3	-0.3	1	59249.16
0.3	0.3	-1	59249.16
-0.3	0.3	-1	36306.9
0.3	-0.3	-1	52457.04
-0.3	-0.3	-1	75399.3

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	200070.651
--	------------

$\sigma_{CAVI\ VERTICALI}$	3150	Kg/cm ²
$\sigma_{CAVI\ VERTICALI}$	315	N/mm ²
Area 3 Φ 7	90	mm ²
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
N _{CAVI}	-170100	N

N _{1A} - N _{CAVI}	304617.251	N
N _{1B} - N _{CAVI}	-95524.051	N
N _{1C} - N _{CAVI}	243032.051	N
N _{1D} - N _{CAVI}	-157109.251	N
N _{2A} - N _{CAVI}	287895.351	N
N _{2B} - N _{CAVI}	-112245.951	N
N _{2C} - N _{CAVI}	259753.951	N
N _{2D} - N _{CAVI}	-140387.351	N

VERIFICA		
Area 6 X 3 Φ 7	540	mm ²
f _{pd}	1166.67	N/mm ²
N _{r,d}	630000	N
N _{r,d}	-2857680	N

N _{1A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{1D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2A} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2B} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2C} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO
N _{2D} - N _{CAVI} < N _{rd}	VERIFICATO

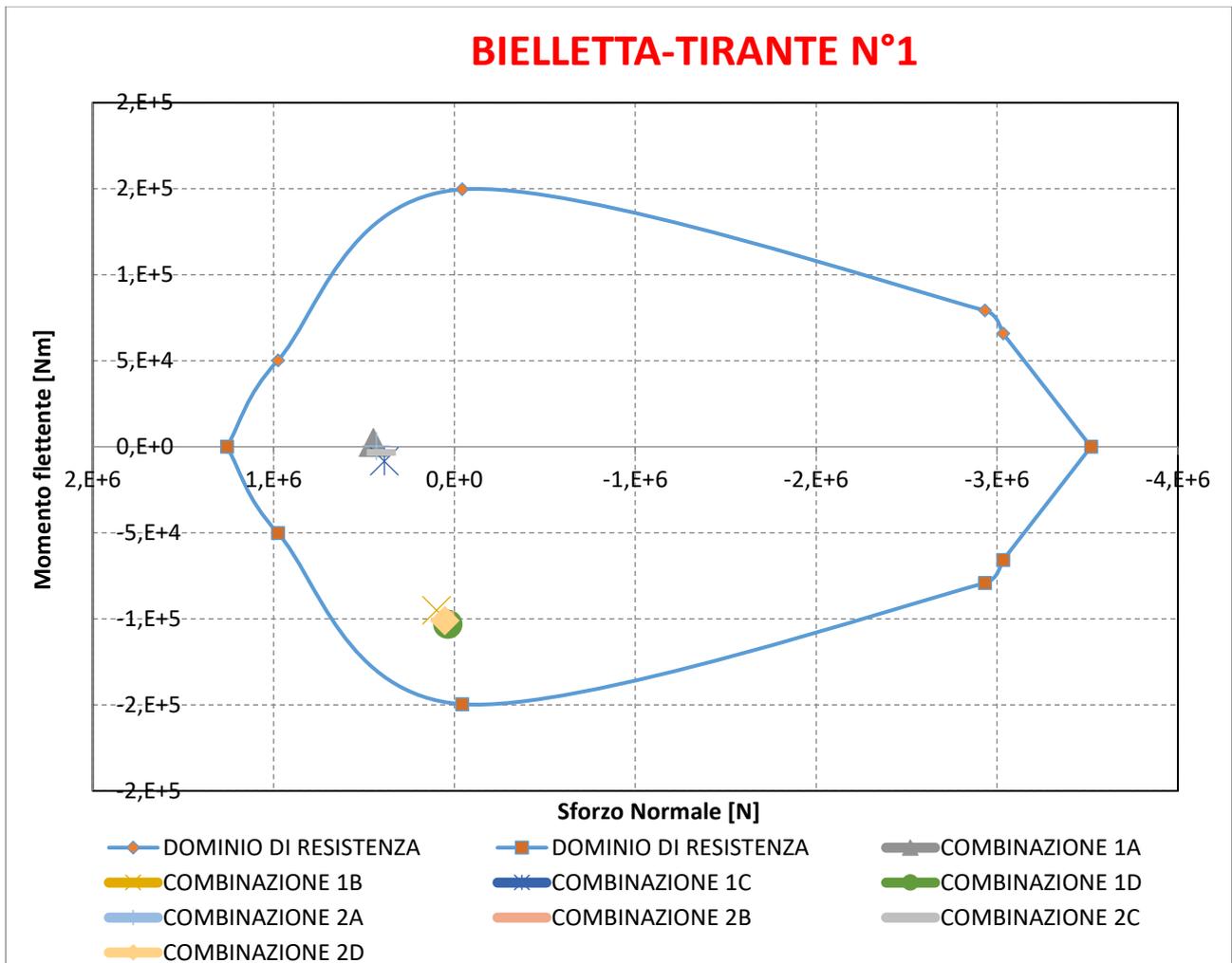
BIELLETTA-TIRANTE N°1					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
38571.5	32821.1	1223.6	-50380.5	4079.93	1864.1
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
38237.1	161121	8075.07	243854	30792.6	14070.7

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	88995.921	48784.91
1	-0.3	0.3	7676.679	29092.25
1	0.3	-0.3	84150.879	48050.75
1	-0.3	-0.3	12521.721	28358.09
-1	0.3	0.3	12521.721	28358.09
-1	-0.3	0.3	84150.879	48050.75
-1	0.3	-0.3	7676.679	29092.25
-1	-0.3	-0.3	88995.921	48784.91
0.3	1	0.3	175014.651	44759.63
-0.3	1	0.3	152072.391	21616.73
0.3	1	-0.3	170169.609	44025.47
-0.3	1	-0.3	147227.349	20882.57
0.3	-1	0.3	147227.349	20882.57
-0.3	-1	0.3	170169.609	44025.47
0.3	-1	-0.3	152072.391	21616.73
-0.3	-1	-0.3	175014.651	44759.63
0.3	0.3	1	67882.5	22641.38
-0.3	0.3	1	44940.24	501.52
0.3	-0.3	1	28790.1	2948.72
-0.3	-0.3	1	51732.36	20194.18
0.3	0.3	-1	51732.36	20194.18
-0.3	0.3	-1	28790.1	2948.72
0.3	-0.3	-1	44940.24	501.52
-0.3	-0.3	-1	67882.5	22641.38

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS	175014.651	48784.91
--	------------	----------

N _{1A}	449661.25	N
N _{1B}	99631.949	N
N _{1C}	388076.05	N
N _{1D}	38046.749	N
N _{2A}	432939.35	N
N _{2B}	82910.049	N
N _{2C}	404797.95	N
N _{2D}	54768.649	N

M _{1A}	2484.34	Nm
M _{1B}	-95085.48	Nm
M _{1C}	-5675.52	Nm
M _{1D}	-103245.34	Nm
M _{2A}	268.51	Nm
M _{2B}	-97301.31	Nm
M _{2C}	-3459.69	Nm
M _{2D}	-101029.51	Nm



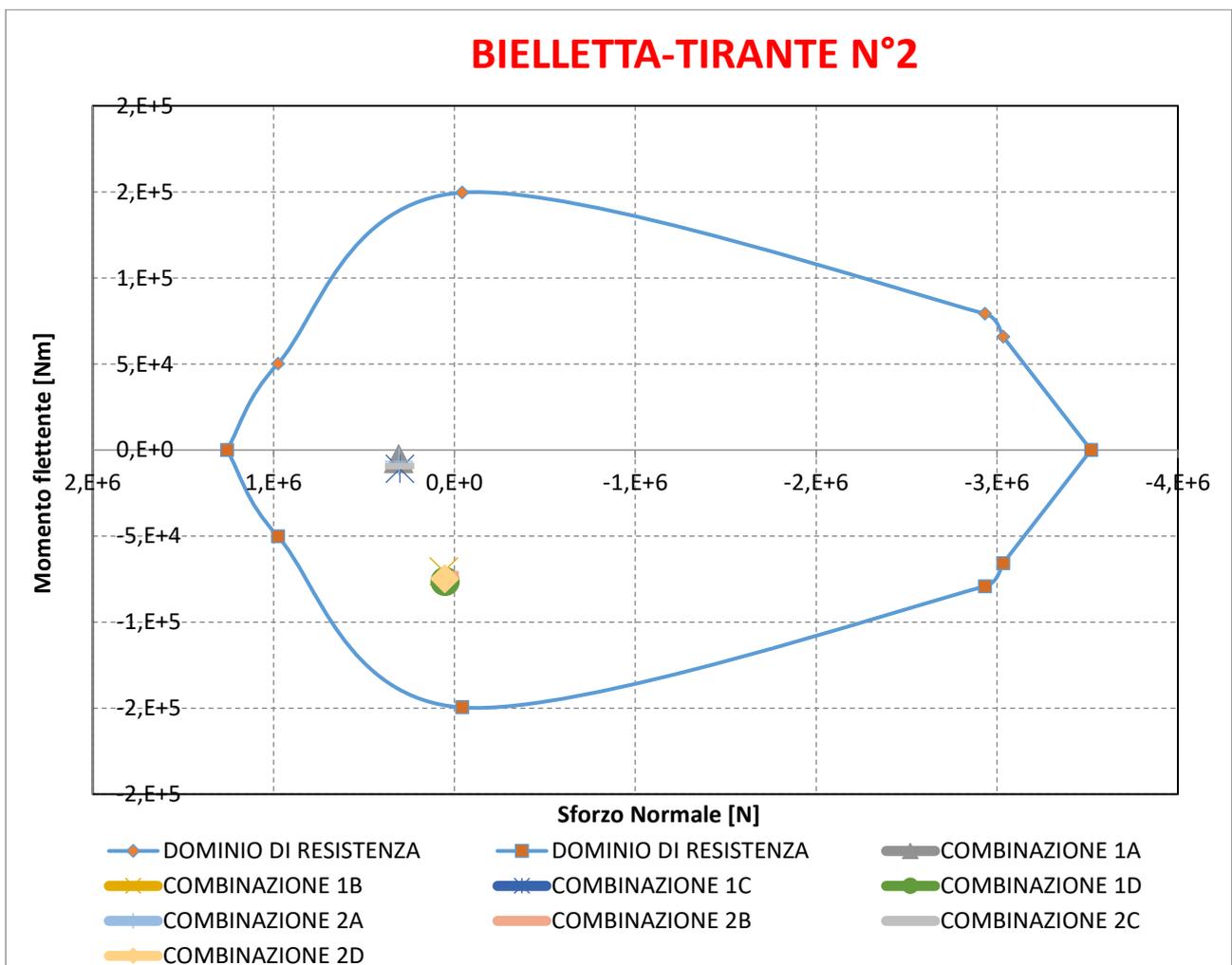
BIELLETTA-TIRANTE N°2					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
32042.9	1589.49	862.228	-40760.7	2900.17	1324.24
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
96439.1	85953.1	8075.07	180910	3564.23	1628.68

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	124647.551	32778.4154
1	-0.3	0.3	73075.691	31824.7214
1	0.3	-0.3	119802.509	32261.0786
1	-0.3	-0.3	68230.649	31307.3846
-1	0.3	0.3	68230.649	31307.3846
-1	-0.3	0.3	119802.509	32261.0786
-1	0.3	-0.3	73075.691	31824.7214
-1	-0.3	-0.3	124647.551	32778.4154
0.3	1	0.3	117307.351	11461.0284
-0.3	1	0.3	59443.891	7764.7116
0.3	1	-0.3	112462.309	10943.6916
-0.3	1	-0.3	54598.849	8282.0484
0.3	-1	0.3	54598.849	8282.0484
-0.3	-1	0.3	112462.309	10943.6916
0.3	-1	-0.3	59443.891	7764.7116
-0.3	-1	-0.3	117307.351	11461.0284
0.3	0.3	1	62792.73	10951.945
-0.3	0.3	1	4929.27	8273.795
0.3	-0.3	1	11220.87	9998.251
-0.3	-0.3	1	46642.59	9227.489
0.3	0.3	-1	46642.59	9227.489
-0.3	0.3	-1	11220.87	9998.251
0.3	-0.3	-1	4929.27	8273.795
-0.3	-0.3	-1	62792.73	10951.945

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS		
	124647.551	32778.4154

N _{1A}	309122	N
N _{1B}	59826.7	N
N _{1C}	301993	N
N _{1D}	52698.2	N
N _{2A}	307186	N
N _{2B}	57891.1	N
N _{2C}	303929	N
N _{2D}	54768.6	N

M _{1A}	-5082.11	Nm
M _{1B}	-70638.9	Nm
M _{1C}	-10882.5	Nm
M _{1D}	-76439.3	Nm
M _{2A}	-6658.04	Nm
M _{2B}	-72214.9	Nm
M _{2C}	-9306.52	Nm
M _{2D}	-74863.4	Nm



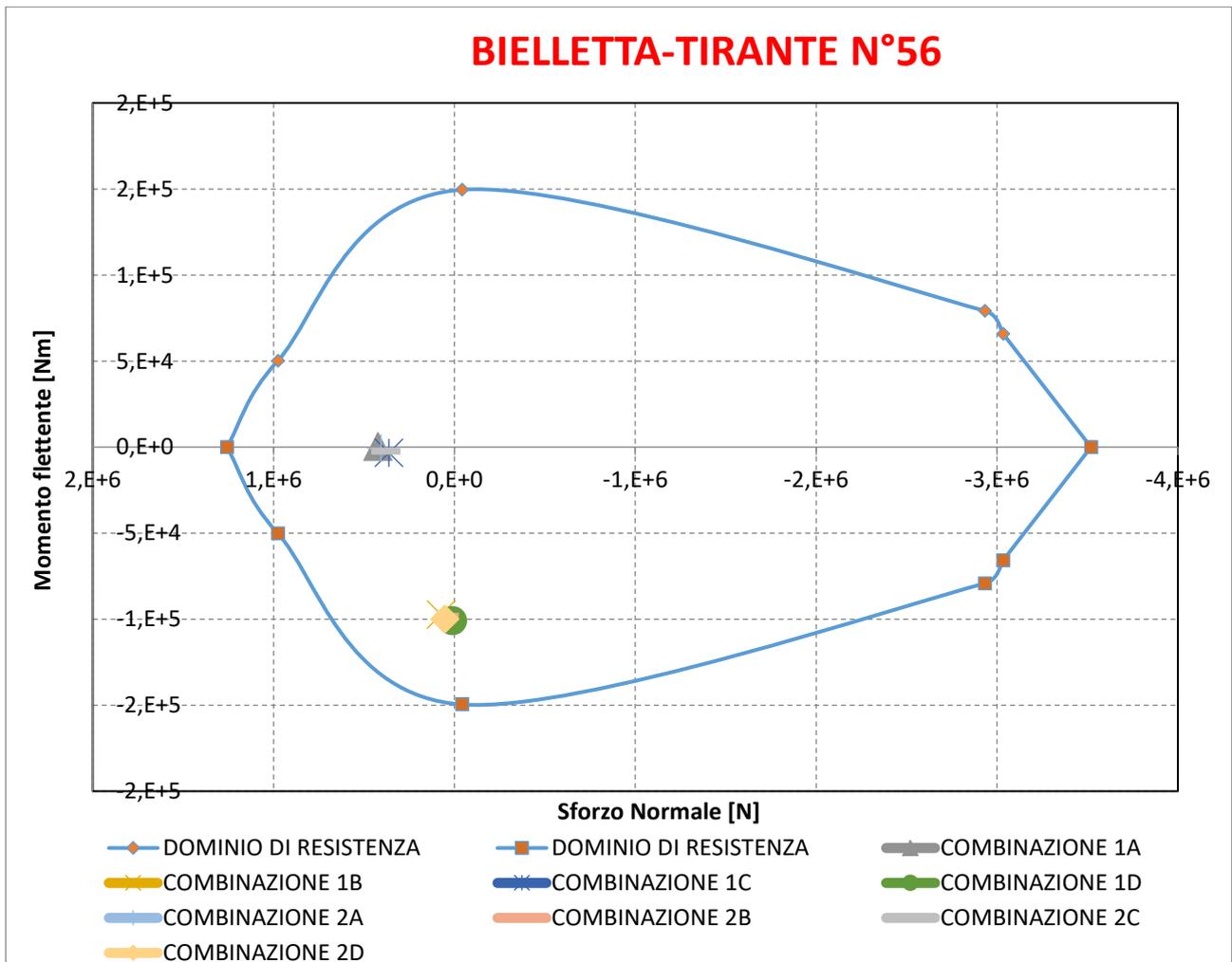
BIELLETTA-TIRANTE N°56					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
38571.5	32821.1	1223.6	-50380.5	1816.86	830.21
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
38237.1	161121	8075.07	218676	31049.7	14188.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	88995.921	48784.91
1	-0.3	0.3	7676.679	29092.25
1	0.3	-0.3	84150.879	48050.75
1	-0.3	-0.3	12521.721	28358.09
-1	0.3	0.3	12521.721	28358.09
-1	-0.3	0.3	84150.879	48050.75
-1	0.3	-0.3	7676.679	29092.25
-1	-0.3	-0.3	88995.921	48784.91
0.3	1	0.3	175014.651	44759.63
-0.3	1	0.3	152072.391	21616.73
0.3	1	-0.3	170169.609	44025.47
-0.3	1	-0.3	147227.349	20882.57
0.3	-1	0.3	147227.349	20882.57
-0.3	-1	0.3	170169.609	44025.47
0.3	-1	-0.3	152072.391	21616.73
-0.3	-1	-0.3	175014.651	44759.63
0.3	0.3	1	67882.5	22641.38
-0.3	0.3	1	44940.24	501.52
0.3	-0.3	1	28790.1	2948.72
-0.3	-0.3	1	51732.36	20194.18
0.3	0.3	-1	51732.36	20194.18
-0.3	0.3	-1	28790.1	2948.72
0.3	-0.3	-1	44940.24	501.52
-0.3	-0.3	-1	67882.5	22641.38

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS	175014.651	48784.91

N _{1A}	424740.35	N
N _{1B}	74711.049	N
N _{1C}	362640.95	N
N _{1D}	12611.649	N
N _{2A}	407878.85	N
N _{2B}	57849.549	N
N _{2C}	379502.45	N
N _{2D}	54768.649	N

M _{1A}	221.27	Nm
M _{1B}	-97348.55	Nm
M _{1C}	-3412.45	Nm
M _{1D}	-100982.3	Nm
M _{2A}	-765.38	Nm
M _{2B}	-98335.2	Nm
M _{2C}	-2425.8	Nm
M _{2D}	-99995.62	Nm



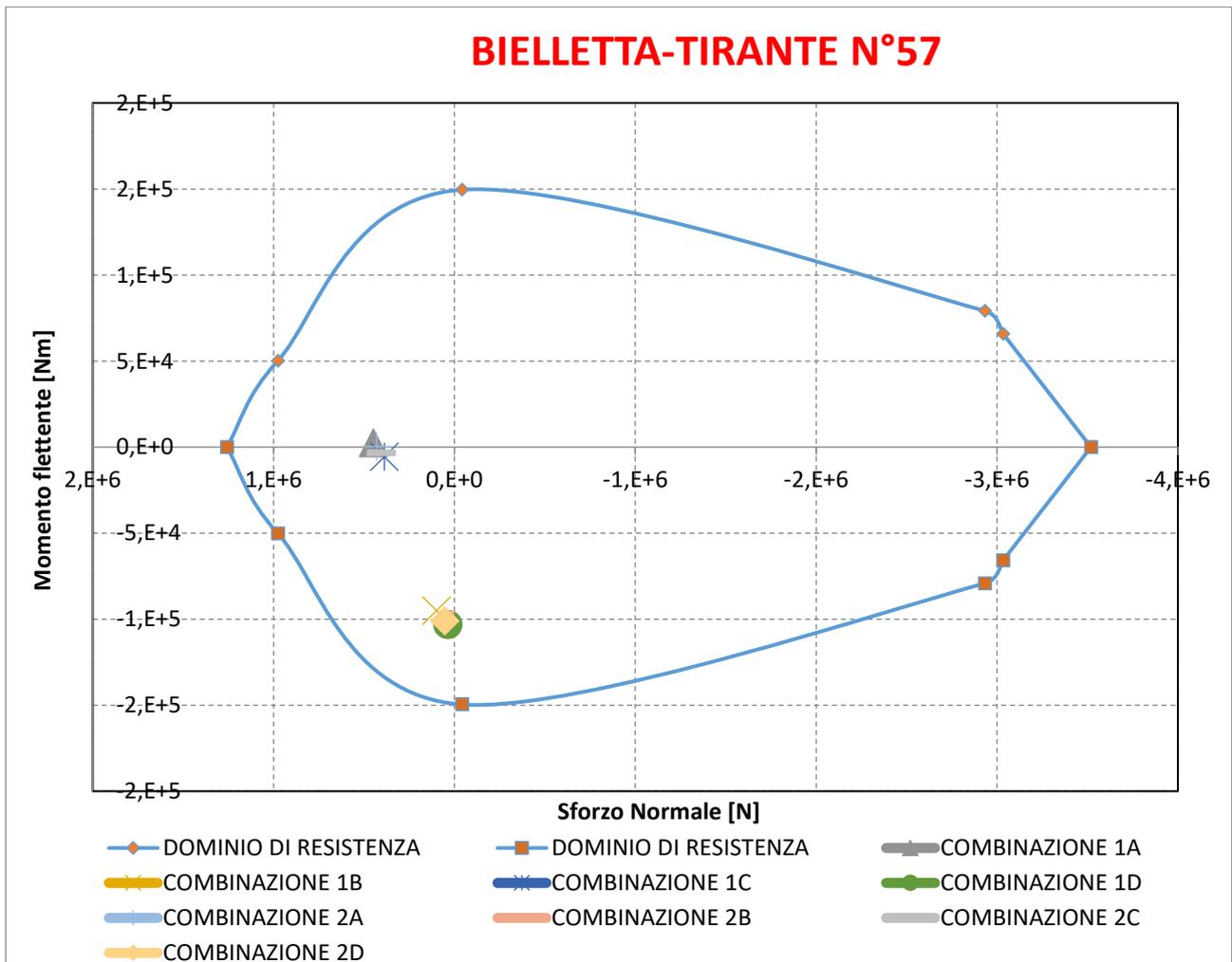
BIELLETTA-TIRANTE N°57					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
38571.5	32821.1	1223.6	-50380.5	4079.43	1864.1
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
38237.1	161121	8075.07	243854	31049.7	14188.2

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	88995.921	48784.91
1	-0.3	0.3	7676.679	29092.25
1	0.3	-0.3	84150.879	48050.75
1	-0.3	-0.3	12521.721	28358.09
-1	0.3	0.3	12521.721	28358.09
-1	-0.3	0.3	84150.879	48050.75
-1	0.3	-0.3	7676.679	29092.25
-1	-0.3	-0.3	88995.921	48784.91
0.3	1	0.3	175014.651	44759.63
-0.3	1	0.3	152072.391	21616.73
0.3	1	-0.3	170169.609	44025.47
-0.3	1	-0.3	147227.349	20882.57
0.3	-1	0.3	147227.349	20882.57
-0.3	-1	0.3	170169.609	44025.47
0.3	-1	-0.3	152072.391	21616.73
-0.3	-1	-0.3	175014.651	44759.63
0.3	0.3	1	67882.5	22641.38
-0.3	0.3	1	44940.24	501.52
0.3	-0.3	1	28790.1	2948.72
-0.3	-0.3	1	51732.36	20194.18
0.3	0.3	-1	51732.36	20194.18
-0.3	0.3	-1	28790.1	2948.72
0.3	-0.3	-1	44940.24	501.52
-0.3	-0.3	-1	67882.5	22641.38

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS	175014.651	48784.91

N _{1A}	449918.35	N
N _{1B}	99889.049	N
N _{1C}	387818.95	N
N _{1D}	37789.649	N
N _{2A}	433056.85	N
N _{2B}	83027.549	N
N _{2C}	404680.45	N
N _{2D}	54768.649	N

M _{1A}	2483.84	Nm
M _{1B}	-95085.98	Nm
M _{1C}	-5675.02	Nm
M _{1D}	-103244.8	Nm
M _{2A}	268.51	Nm
M _{2B}	-97301.31	Nm
M _{2C}	-3459.69	Nm
M _{2D}	-101029.5	Nm



BIELLETTA-TIRANTE N°112					
VERIFICA A TENSO-FLESSIONE (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO MOMENTO FLETTENTE [Nm]					
SISMA X [Nm]	SISMA Y [Nm]	SISMA Z [Nm]	STATICA [Nm]	TORC. 1 [Nm]	TORC. 2 [Nm]
38571.5	32821.1	1223.6	-40760.7	2996.12	1369.08
CALCOLO SFORZO NORMALE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
38237.1	186177	8075.07	243854	30792.6	14070.7

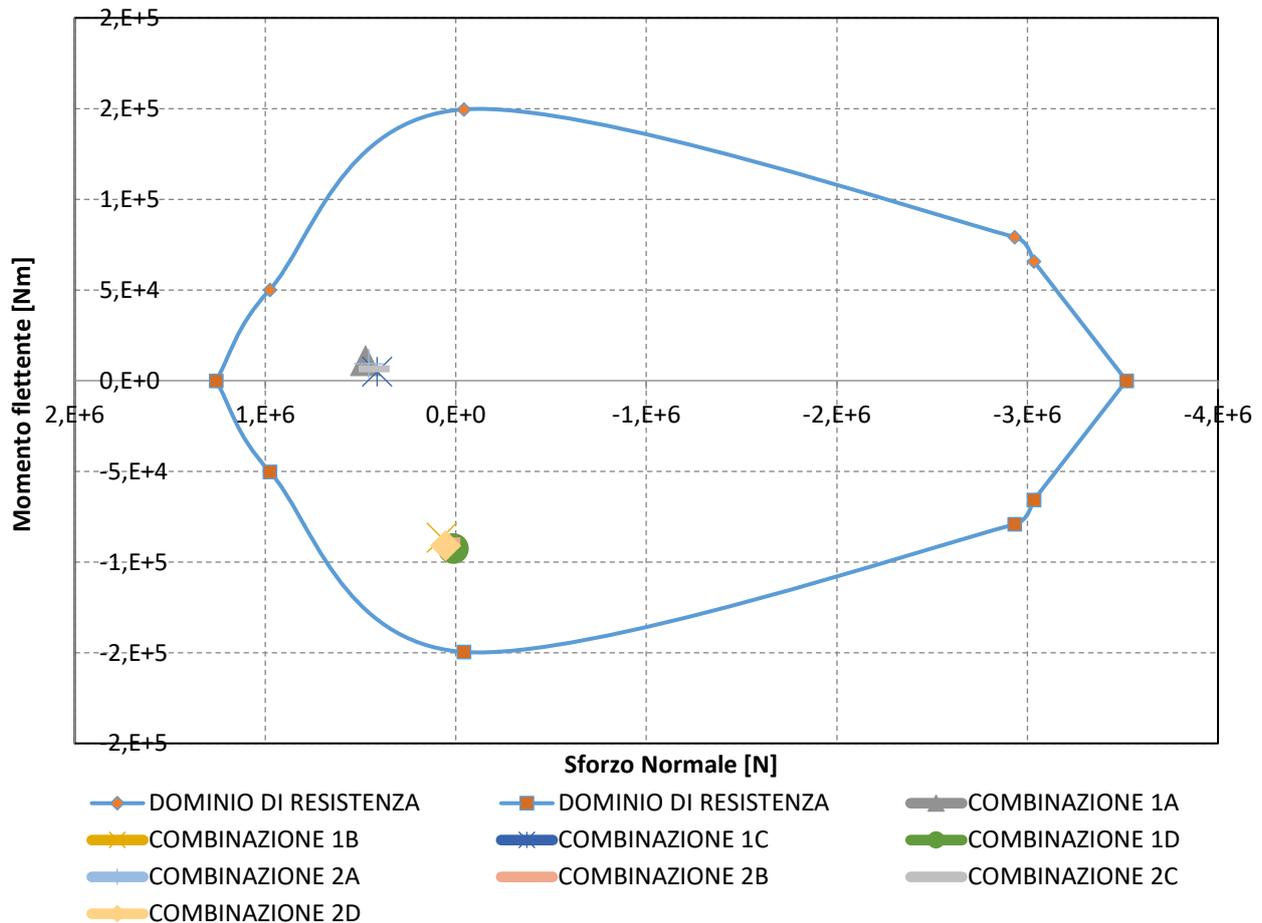
PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			SF. NORMALE [N]	MOMENTO [Nm]
1	0.3	0.3	96512.721	48784.91
1	-0.3	0.3	15193.479	29092.25
1	0.3	-0.3	91667.679	48050.75
1	-0.3	-0.3	20038.521	28358.09
-1	0.3	0.3	20038.521	28358.09
-1	-0.3	0.3	91667.679	48050.75
-1	0.3	-0.3	15193.479	29092.25
-1	-0.3	-0.3	96512.721	48784.91
0.3	1	0.3	200070.651	44759.63
-0.3	1	0.3	177128.391	21616.73
0.3	1	-0.3	195225.609	44025.47
-0.3	1	-0.3	172283.349	20882.57
0.3	-1	0.3	172283.349	20882.57
-0.3	-1	0.3	195225.609	44025.47
0.3	-1	-0.3	177128.391	21616.73
-0.3	-1	-0.3	200070.651	44759.63
0.3	0.3	1	75399.3	22641.38
-0.3	0.3	1	52457.04	501.52
0.3	-0.3	1	36306.9	2948.72
-0.3	-0.3	1	59249.16	20194.18
0.3	0.3	-1	59249.16	20194.18
-0.3	0.3	-1	36306.9	2948.72
0.3	-0.3	-1	52457.04	501.52
-0.3	-0.3	-1	75399.3	22641.38

MAX SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASS	200070.651	48784.91

N _{1A}	474717.251	N
N _{1B}	74575.949	N
N _{1C}	413132.051	N
N _{1D}	12990.749	N
N _{2A}	457995.351	N
N _{2B}	57854.049	N
N _{2C}	429853.951	N
N _{2D}	54768.649	N

M _{1A}	11020.33	Nm
M _{1B}	-86549.49	Nm
M _{1C}	5028.09	Nm
M _{1D}	-92541.73	Nm
M _{2A}	9393.29	Nm
M _{2B}	-88176.53	Nm
M _{2C}	6655.13	Nm
M _{2D}	-90914.69	Nm

BIELLETTA-TIRANTE N°112



BIELLETTA-TIRANTE N°1					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
137197	92685.4	3755.2	112812	15522.7	7093.13

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	166129.18
1	-0.3	0.3	110517.94
1	0.3	-0.3	163876.06
1	-0.3	-0.3	108264.82
-1	0.3	0.3	108264.82
-1	-0.3	0.3	163876.06
-1	0.3	-0.3	110517.94
-1	-0.3	-0.3	166129.18
0.3	1	0.3	134971.06
-0.3	1	0.3	52652.86
0.3	1	-0.3	132717.94
-0.3	1	-0.3	50399.74
0.3	-1	0.3	50399.74
-0.3	-1	0.3	132717.94
0.3	-1	-0.3	52652.86
-0.3	-1	-0.3	134971.06
0.3	0.3	1	72719.92
-0.3	0.3	1	9598.28
0.3	-0.3	1	17108.68
-0.3	-0.3	1	65209.52
0.3	0.3	-1	65209.52
-0.3	0.3	-1	17108.68
0.3	-0.3	-1	9598.28
-0.3	-0.3	-1	72719.92

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	166129.18
---	-----------

VERIFICA		
α_{CW}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	294463.88	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-37794.48	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	263418.48	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-68839.88	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	286034.31	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-46224.05	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	271848.05	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-60410.31	N	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°2					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
144046	17427.3	3755.2	131083	12106.8	5532.22

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	150400.75
1	-0.3	0.3	139944.37
1	0.3	-0.3	148147.63
1	-0.3	-0.3	137691.25
-1	0.3	0.3	137691.25
-1	-0.3	0.3	148147.63
-1	0.3	-0.3	139944.37
-1	-0.3	-0.3	150400.75
0.3	1	0.3	61767.66
-0.3	1	0.3	24659.94
0.3	1	-0.3	59514.54
-0.3	1	-0.3	26913.06
0.3	-1	0.3	26913.06
-0.3	-1	0.3	59514.54
0.3	-1	-0.3	24659.94
-0.3	-1	-0.3	61767.66
0.3	0.3	1	52197.19
-0.3	0.3	1	34230.41
0.3	-0.3	1	41740.81
-0.3	-0.3	1	44686.79
0.3	0.3	-1	44686.79
-0.3	0.3	-1	41740.81
0.3	-0.3	-1	34230.41
-0.3	-0.3	-1	52197.19

<p>MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]</p>	150400.75
--	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	293590.55	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-7210.95	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	269376.95	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-31424.55	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	287015.97	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-13785.53	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	275951.53	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-24849.97	N	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°56					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
137197	92685.4	3755.2	112812	15220.7	6955.11

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	166129.18
1	-0.3	0.3	110517.94
1	0.3	-0.3	163876.06
1	-0.3	-0.3	108264.82
-1	0.3	0.3	108264.82
-1	-0.3	0.3	163876.06
-1	0.3	-0.3	110517.94
-1	-0.3	-0.3	166129.18
0.3	1	0.3	134971.06
-0.3	1	0.3	52652.86
0.3	1	-0.3	132717.94
-0.3	1	-0.3	50399.74
0.3	-1	0.3	50399.74
-0.3	-1	0.3	132717.94
0.3	-1	-0.3	52652.86
-0.3	-1	-0.3	134971.06
0.3	0.3	1	72719.92
-0.3	0.3	1	9598.28
0.3	-0.3	1	17108.68
-0.3	-0.3	1	65209.52
0.3	0.3	-1	65209.52
-0.3	0.3	-1	17108.68
0.3	-0.3	-1	9598.28
-0.3	-0.3	-1	72719.92

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	166129.18
---	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	294161.88	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-38096.48	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	263720.48	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-68537.88	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	285896.29	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-46362.07	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	271986.07	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-60272.29	N	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°57					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
137197	92685.4	3755.2	111083	8220.7	6955.11

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	166129.18
1	-0.3	0.3	110517.94
1	0.3	-0.3	163876.06
1	-0.3	-0.3	108264.82
-1	0.3	0.3	108264.82
-1	-0.3	0.3	163876.06
-1	0.3	-0.3	110517.94
-1	-0.3	-0.3	166129.18
0.3	1	0.3	134971.06
-0.3	1	0.3	52652.86
0.3	1	-0.3	132717.94
-0.3	1	-0.3	50399.74
0.3	-1	0.3	50399.74
-0.3	-1	0.3	132717.94
0.3	-1	-0.3	52652.86
-0.3	-1	-0.3	134971.06
0.3	0.3	1	72719.92
-0.3	0.3	1	9598.28
0.3	-0.3	1	17108.68
-0.3	-0.3	1	65209.52
0.3	0.3	-1	65209.52
-0.3	0.3	-1	17108.68
0.3	-0.3	-1	9598.28
-0.3	-0.3	-1	72719.92

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	166129.18
---	-----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	285432.88	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-46825.48	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	268991.48	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-63266.88	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	284167.29	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-48091.07	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	270257.07	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-62001.29	N	VERIFICATO

BIELLETTA-TIRANTE N°112					
VERIFICA A TAGLIO (DIREZIONE LUNGA)					
CALCOLO TAGLIO SOLLECITANTE [N]					
SISMA X [N]	SISMA Y [N]	SISMA Z [N]	STATICA [N]	TORC. 1 [N]	TORC. 2 [N]
137197	92685.4	3755.2	112812	12106.8	5532.22

PERMUTAZIONE AZIONI SISMICHE			TAGLIO [N]
1	0.3	0.3	166129.2
1	-0.3	0.3	110517.9
1	0.3	-0.3	163876.1
1	-0.3	-0.3	108264.8
-1	0.3	0.3	108264.8
-1	-0.3	0.3	163876.1
-1	0.3	-0.3	110517.9
-1	-0.3	-0.3	166129.2
0.3	1	0.3	134971.1
-0.3	1	0.3	52652.86
0.3	1	-0.3	132717.9
-0.3	1	-0.3	50399.74
0.3	-1	0.3	50399.74
-0.3	-1	0.3	132717.9
0.3	-1	-0.3	52652.86
-0.3	-1	-0.3	134971.1
0.3	0.3	1	72719.92
-0.3	0.3	1	9598.28
0.3	-0.3	1	17108.68
-0.3	-0.3	1	65209.52
0.3	0.3	-1	65209.52
-0.3	0.3	-1	17108.68
0.3	-0.3	-1	9598.28
-0.3	-0.3	-1	72719.92

MASSIMA SOLLECITAZIONE SISMICA IN VALORE ASSOLUTO [N]	166129.2
---	----------

VERIFICA		
α_{cw}	1.00	-
b_w	0.30	m
$z=0.9*d$	0.31	m
f_{cd}	27666667	N/m ²
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
α	90.00	-
$\cot\alpha$	0.00	-
n° bracci	2	-
Φ 10	10	mm
s	8	cm
A_{sw}	0.0002	m ²
v_1	0.51	-
$V_{RD,C}$	375926.45	N
$V_{RD,S}$	375926.45	N
$V_{RD,C} - V_{RD,S}$	0.00	N
ϑ	17.73	-
$\cot\vartheta$	3.13	-
$\cot\vartheta$	2.50	-
$V_{RD,C}$	446969.77	N
$V_{RD,S}$	300414.80	N

$V_{1A} \leq V_{rd}$	291047.98	N	VERIFICATO
$V_{1B} \leq V_{rd}$	-41210.38	N	VERIFICATO
$V_{1C} \leq V_{rd}$	266834.38	N	VERIFICATO
$V_{1D} \leq V_{rd}$	-65423.98	N	VERIFICATO
$V_{2A} \leq V_{rd}$	284473.4	N	VERIFICATO
$V_{2B} \leq V_{rd}$	-47784.96	N	VERIFICATO
$V_{2C} \leq V_{rd}$	273408.96	N	VERIFICATO
$V_{2D} \leq V_{rd}$	-58849.4	N	VERIFICATO

5.3 Risultati ottenuti

Le analisi condotte nelle sezioni critiche riguardanti l'ipotesi di riqualificazione del V Padiglione sono analoghe a quelle condotte allo stato di fatto dell'edificio in esame. Diversamente dai risultati ottenuti per la configurazione attuale, in questo caso con l'alleggerimento della copertura, non sono state riscontrate verifiche non soddisfatte sia per le bielle interne che per le biellette-tiranti. Di seguito viene riportata una tabella riassuntiva degli elementi sottoposti a verifica, al fine di sottolineare i risultati ottenuti:

ID. ELEMENTO	ESITI VERIFICHE SEZIONI CRITICHE		
	DIREZIONE CORTA	DIREZIONE LUNGA	
	VERIFICA A COMPRESSIONE	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE	VERIFICA A TAGLIO
BIELLA INTERNA N°1	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°13	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°28	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°29	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°41	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLA INTERNA N°56	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
	VERIFICA A TRAZIONE/COMPRESSIONE	VERIFICA A TENSO-FLESSIONE	VERIFICA A TAGLIO
BIELLETTA-TIRANTE N°1	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLETTA-TIRANTE N°2	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLETTA-TIRANTE N°56	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLETTA-TIRANTE N°57	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA
BIELLETTA-TIRANTE N°112	VERIFICATA	VERIFICATA	VERIFICATA

Tabella 16 - Risultati ottenuti verifiche sezioni critiche

Le verifiche condotte mostrano come la nuova soluzione sia coerente con gli elementi costituenti la struttura in quanto tutte le verifiche risultano soddisfatte. In particolare le biellette-tiranti realizzate da Morandi assolvevano alla funzione di riduzione dei momenti nella parte centrale delle nervature e di contenere l'inflessione sempre in mezzeria. Alcune combinazioni di carico hanno mostrato un comportamento delle biellette non solo a trazione ma anche a compressione le quali risultano ampiamente verificate. Si conclude affermando che la proposta risulta valida sia per carichi gravitazionali che dinamici indotti da sisma di lieve entità.

6. Conclusioni

La presente tesi ha analizzato una architettura spaziale del XX secolo, il V Padiglione, realizzata dall'Ing. Riccardo Morandi in occasione dell'Esposizione Internazionale del Lavoro – Torino 1961, denominata anche Italia '61. Il padiglione fa parte dei capolavori dell'ingegneria strutturale del XX secolo, che pur non essendo vincolato può considerarsi appartenente al patrimonio architettonico della città di Torino. Al fine di salvaguardarne il valore architettonico, in vista di un possibile riuso del padiglione, sono state effettuate specifiche valutazioni sismiche su alcune sezioni individuate come critiche.

In primis è stato necessario reperire tutte le informazioni relative alla struttura sia dal punto di vista storico che degli elaborati progettuali. Gli elaborati progettuali sono stati reperiti per la quasi totalità fatta eccezione per alcune sezioni trasversali mentre le uniche relazioni di calcolo individuate fanno riferimento a stralci preliminari. Le incertezze legate alle caratteristiche dei materiali sono state considerate per le verifiche strutturali mediante opportuni coefficienti di confidenza prescritti dalla Normativa.

Successivamente è stato costruito in Autocad il modello tridimensionale del “Salone B” al fine di rappresentare nello specifico i vari elementi costituenti la struttura. Definito il modello è stato possibile lanciarlo in Ansys per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione. L'analisi è stata effettuata per l'intera opera ma l'attenzione è stata focalizzata in particolar modo sulle bielle interne e sulle biellette-tiranti in quanto considerati come elementi maggiormente sollecitati nella struttura. Sono state tralasciate le valutazioni statiche e dinamiche relative alle nervature a causa di una scarsa conoscenza relativa al numero e al tiro a cui sono stati sottoposti i cavi da precompressione.

Per l'individuazione dei modi di vibrare è stato necessario lanciare un numero elevato di modi in quanto solo alcuni presentavano una massa partecipante superiore al 5% o erano capaci di indurre un aumento della vulnerabilità sismica del sistema. Selezionati i modi principali della struttura è

stato possibile sottoporla alle azioni nelle due direzioni trasversali e in quella verticale ottenute dallo spettro di progetto per il sito in cui sorge la struttura. Sono stati considerati anche gli effetti legati all'incertezza sulla posizione del baricentro delle masse ottenendo dei momenti torcenti da imporre al modello. In conclusione l'analisi dinamica è stata combinata con quella statica in modo da analizzare il comportamento del V Padiglione sottoposto ad azione sismica.

Le analisi condotte per gli elementi selezionati hanno fornito le seguenti informazioni: le bielle interne non soddisfano le verifiche a presso-flessione mentre le biellette non presentano armatura a taglio tale da sostenere l'azione dinamica. Siccome la struttura presenta un buon comportamento nei riguardi dei carichi gravitazionali è stato definito un indice di vulnerabilità sismica in modo da individuare quale fosse la massima azione sismica sopportabile per la struttura. Sia per le bielle interne che per le biellette è stato calcolato un indice che ricade in un range tra 0.5 e 0.6. Tale risultato mostra come, a favore di sicurezza, gli elementi selezionati sono in grado di assorbire solo il 50-60% dell'azione dinamica fornita dallo spettro di progetto. Tutte le verifiche per i vari elementi fanno riferimento ad una condizione di incastro-incastro in quanto non si conosce l'effettivo grado di vincolo tra i vari elementi.

L'ultimo capitolo della tesi ha riguardato una proposta di riqualificazione del V Padiglione. L'ipotesi progettuale propone di snellire la struttura di copertura in modo da ridurre il carico gravante sui vari elementi e da incrementare l'ingresso di luce naturale. Per poter analizzare la nuova proposta è stata rimodellata la struttura e rilanciata in Ansys ottenendo le caratteristiche di sollecitazione per il nuovo modello. Comparando i modi di vibrare principali per i due casi esaminati non si riscontra una sostanziale modifica per gli autovettori del sistema e soprattutto le frequenze ottenute intercettano sempre lo spettro di progetto nel plateau con un'accelerazione pari a 0.271g. Questo risultato mostra come la rigidità della struttura sia variata di poco a fronte di una elevata riduzione dei carichi agenti sulla struttura. In funzione di tali risultati, le valutazioni sismiche per la proposta di riqualificazione risultano tutte soddisfatte. Bisogna sottolineare, però, come i risultati ottenuti siano stati ricondotti ad un caso standard di comportamento degli elementi

strutturali per delle verifiche preliminari. A causa delle incertezze intrinseche del presente lavoro (mancanza di dati sullo stato attuale della struttura) si sottolinea che per ottenere delle verifiche più esaustive sarebbe necessario approfondire le conoscenze in merito ai vincoli di collegamento tra i vari elementi, oltre che lo stato di fatto delle componenti strutturali, ma soprattutto sarebbe necessario uno specifico studio sui cavi di precompressione costituenti la struttura. Per cui si rimanda ad un ulteriore lavoro che vada ad indagare nello specifico i punti sopra menzionati in modo da effettuare delle specifiche analisi sul reale comportamento strutturale. Solo tali considerazioni potrebbero riprodurre la reale risposta strutturale mentre, il caso esaminato, rappresenta solo una elaborazione preliminare.

Ringraziamenti

Innanzitutto vorrei ringraziare il Prof. Rosario Ceravolo per la professionalità mostrata, per la fiducia accordatami accettando il ruolo di relatore e per la scelta dell'argomento di tesi in quanto con tale lavoro ho avuto la possibilità di analizzare un capolavoro del patrimonio storico Italiano e di toccare per la prima volta con mano le problematiche legate ad una struttura così complessa.

Un grazie doveroso va alla Dottoressa Erica Lenticchia, nel ruolo di correlatrice, la quale ha mostrato una disponibilità immane in qualsiasi circostanza garantendo, con estrema precisione, lo sviluppo delle diverse fasi del lavoro. Vorrei ulteriormente ringraziare il Dottor Gaetano Miraglia per il tempo dedicato e per l'estrema chiarezza mostrata nella risoluzione delle problematiche che man mano si presentavano.

Il ringraziamento più grande va ai miei genitori e questa laurea la dedico proprio a voi. Cara mamma, nemmeno una distanza così elevata è stata in grado di spegnere quella carica che solo tu sei in grado di tramettere ed è solo grazie a te che ogni ostacolo si è trasformato in un piacevole traguardo. Caro papà, il tuo temperamento mi ha fornito la giusta grinta e determinazione per affrontare la realtà sempre a testa alta ed i tuoi consigli mi hanno dato la forza di spingere sempre al massimo. Vi ringrazio per tutti i sacrifici che avete fatto per me. Grazie di cuore.

Un grazie speciale alla mia fidanzata sempre presente al mio fianco e punto di forza in questo lungo percorso. Insieme abbiamo preparato e superato brillantemente esami complessi ma, soprattutto, grazie per le lezioni di vita e di coppia che hai saputo regalarmi in questi anni.

Non potrei non ringraziare i colleghi di tante battaglie, Luciano e Giuseppe, perché i vostri consigli, la vostra caparbia e gli esami preparati insieme mi hanno garantito la possibilità di raggiungere questo grande obiettivo. Un grazie va alle mie due coinquiline, Cristina e Morena, per avermi sopportato in casa e per tutto il percorso affrontato insieme.

Bibliografia

- Amadio, Claudio. «Evoluzione della Normativa Sismica.» Trieste: Università degli Studi di Trieste, A.A. 2013/2014.
- Barberis, Edoardo. «Il Building Information Modeling per il cultural heritage: le nuove metodologie di modellazione digitale applicate al caso studio del padiglione V del complesso fieristico di Torino Esposizioni .» Torino: Facoltà di Architettura, Politecnico di Torino, Febbraio 2016.
- Bruno, E. «La riqualificazione del V padiglione d Riccardo Morandi come sede degli incubatori universitari della scuola di architettura di Torino.» Facoltà di Architettura, Politecnico di Torino, A.A. 2011/2012.
- Campagna, Ing. Graziella. *Logical soft*. 12 05 2015. <http://www.logical.it/focus.aspx?id=4>.
- Cestelli-Guidi, C. *Cemento armato precompresso*. Milano: Hoepli, 1987.
- Debernardi, Pier Giorgio. *Strutture di calcestruzzo armato precompresso*. Torino: Celid, 2011.
- Gabetti, Roberto. *Origini del calcestruzzo armato*. Torino: Edizioni Ruata, 1955.
- Giancarlo Galassi, Giorgio Muratore. «Il nuovo Padiglione del Salone dell'Automobile a Torino-Esposizioni.» *L'Architettura*, 1959: 730-737.
- Giorgio Boaga, Benito Boni. *Riccardo Morandi*. Milano: Edizioni di Comunità, 1962.
- Giuseppe Imbesi, Maurizio Morandi, Francesco Moschini. *Innovazione Tecnologia Progetto*. Roma: Gangemi, 1991.
- Iori, Tullia. *Il cemento armato in Italia* . Roma: Collana "Il modo di costruire" EdilStampa, 2001.
- Lagomarsino, Sergio. <https://www.ingenio-web.it/3722-la-prevenzione-sismica-come-strumento-di-conservazione-dei-beni-culturali>. 9 10 2017.
- Morandi, Dott. Ing. Riccardo. *Sistemazione dell'area del galoppatoio a Torino, Calcoli di stabilità*. Roma, 2 Aprile 1959.
- Morandi, Riccardo. «Nuovo Padiglione per il Salone dell'Automobile di Torino.» *Aitec*, 1959: 321-326.
- Moro, Laura. *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*. Roma: Gangemi editore, 2006.
- Norme Tecniche per le Costruzioni*. 2008.

Riccaro Nelva, Bruno Signorelli. *Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique*. Milano: Edizioni di scienza e tecnica, 1990.

VV, AA. «Và Pensiero 1867 - 1950 Ricordi d'altri tempi - Immagini di Torino - 83 anni di storia.»
La Stampa, Torino, 1991.

Wikipedia. s.d. https://it.wikipedia.org/wiki/Riccardo_Morandi.