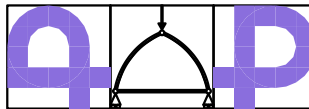




COMUNE DI BORGO SAN LORENZO (FI)
SERVIZIO TECNICO

Piazza Dante n.2
50032 - Borgo San Lorenzo (FI)



ING. ANDREA PAGLIAZZI
INGEGNERE CIVILE

Via di Novoli, 97/D
50127 Firenze
Tel. 3288264047

COMUNE DI BORGO SAN LORENZO (FI)
PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA PRIMARIA
"DON MINZONI" SITUATA IN VIA DON MINZONI, LOC. CAPOLUOGO
CON RIFACIMENTO DELL'ATRIO DI INGRESSO
PROGETTAZIONE ESECUTIVA

COMMITTENTE

COMUNE DI
BORGO SAN LORENZO

Servizio Tecnico
Piazza Dante n.2
50032 - Borgo San Lorenzo (FI)

ELABORATO

STRUTTURALE -

A8 - RELAZIONE DI CALCOLO

IL TECNICO INCARICATO

Ing. Andrea Pagliazzi

Via di Novoli, 97/D
50127 Firenze
Tel. 3288264047
e-mail: a.pagliazzi@gmail.com

TIMBRO



COLLABORAZIONE
AL PROGETTO
ARCHITETTONICO

Arch. Paola Guidotti
Arch. Andrea Sighieri
Dott.ssa Sandra Gualtieri

FILE	REVIS. N°	DATA	TAV.	SCALA
BSL_ST_674	0	FEBBRAIO 2018	REL.	-



Rev.	Data	Descrizione / Motivo della revisione	Redatto	Controllato / Approvato
0	Febbraio 2018	Progetto esecutivo	Dott. Ing. Andrea PAGLIAZZI	Dott. Ing. Andrea PAGLIAZZI

E' fatto obbligo alla ditta esecutrice dei lavori verificare le quote riportate nella presente documentazione, confrontarle con quelle del progetto architettonico e del progetto della ditta prefabbricatrice. Eventuali difformità dovranno essere comunicate alla D.L. che provvederà alle eventuali revisioni o chiarimenti.

PROPRIETA' RISERVATA. VIETATA LA RIPRODUZIONE E LA DIFFUSIONE

A8 – RELAZIONE DI CALCOLO

La presente relazione si propone di illustrare in dettaglio le particolarità del metodo di calcolo adottato nel dimensionamento delle strutture portanti in oggetto inquadrando tale metodo nell'ambito della normativa vigente. In particolare verranno illustrati i seguenti punti:

PREMESSA

A8.0 - RELAZIONE ILLUSTRATIVA ED ANALISI STORICO-CRITICA

A8.1 - PIANO DELLE INDAGINI E DETERMINAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

A8.1.1 - RILIEVO

A8.1.2 - CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

A8.1.3 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

EDIFICIO ESISTENTE "SCUOLA PRIMARIA"

A8.2 - DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

A8.2.1 - CARICHI UNITARI DI PROGETTO

A8.2.2 - CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA E AZIONE SISMICA PER IL MODELLO GLOBALE

A8.2.3 - FATTORE DI STRUTTURA OTTENUTO DALLA DUTTILITÀ DELLE SEZIONI

A8.2.4 - ILLUSTRAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI PER L'ANALISI STRUTTURALE

A8.2.5 - DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

A8.3 - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA NELLO STATO DI PROGETTO (MIGLIORAMENTO SISMICO)

A8.3.1 - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA NELLO STATO ATTUALE

A8.3.2 - DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO

A8.3.3 - RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

A8.3.4 - VERIFICA DEI DISPOSITIVI DISSIPATIVI

A8.3.5 - VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI ESISTENTI IN C.A. ALLO SLU (FONDAZIONI, PILASTRI, PARETI E TRAVI)

A8.3.6 - VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI ESISTENTI IN C.A. ALLO SLV PER LA COMBINAZIONE 100% DEL SISMA X E 30% DEL SISMA Y (FONDAZIONI, PILASTRI, PARETI E TRAVI)

A8.3.7 - VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI ESISTENTI IN C.A. ALLO SLV PER LA COMBINAZIONE 30% DEL SISMA X E 100% DEL SISMA Y (FONDAZIONI, PILASTRI, PARETI E TRAVI)

A8.3.8 - VERIFICA DELLA NUOVA COPERTURA METALLICA

A8.3.8.1 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO A RIPRISTINO DELLA RESISTENZA A TAGLIO

A8.3.9 - VERIFICA DELLA NUOVA GRONDA METALLICA

A8.3.9.1 - VERIFICA DEGLI INGHISAGGI DI TIPO CHIMICO ALLA TRAVE DI BORDO

A8.3.10 - VERIFICA DEL CONTROVENTO METALLICO DEL SOTTOTETTO

A8.3.10.1 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO - NODO A

A8.3.10.2 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO - NODO B

A8.3.11 - VERIFICA DEI DIAGONALI DEI CONTROVENTI DISSIPATIVI

A8.3.11.1 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO A FORCHETTA DEI DIAGONALI

A8.3.11.2 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO - NODO TIPO SUPERIORE CENTRALE

A8.3.11.3 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO - NODO TIPO INFERIORE LATERALE

A8.3.12 - VERIFICA DELLE NUOVE ARCHITRAVI METALLICHE INTRADOSSALI ALLE TRAVI DEL CORRIDOIO DEL PIANO TERRA

A8.3.13 - VERIFICA DELLE NUOVE ARCHITRAVI METALLICHE INTRADOSSALI ALLE TRAVI DI COPERTURA DEL VANO INTERRATO

A8.3.14 - VERIFICA DEI RINFORZI IN FRP PER LE TRAVI RICALATE DEL PIANO PRIMO

EDIFICIO "NUOVO ATRIO D'INGRESSO"

A8.4 - DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

A8.4.1 - CARICHI UNITARI DI PROGETTO

A8.4.2 - CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA E AZIONE SISMICA PER IL MODELLO GLOBALE

A8.4.3 - ILLUSTRAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI PER L'ANALISI STRUTTURALE E PER LE VERIFICHE

A8.4.4 - DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

A8.5 - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA

A8.5.1 - COMBINAZIONI DI CARICO VERIFICATE

A8.5.2 - RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

A8.5.3 - VERIFICA ALLO STATO LIMITE SLO

A8.5.4 - VERIFICA ALLO STATO LIMITE SLD

A8.5.5 - VERIFICA DEL GIUNTO SISMICO ALLO STATO LIMITE SLV

A8.5.6 - VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI IN ACCIAIO

A8.5.7 - VERIFICA DEL SOLAIO DI COPERTURA ATRIO IN LAMIERA GRECATA E SOLETTA IN CLS

A8.5.8 - VERIFICA DELLA COPERTURA PENSILINA IN PANNELLI MULTISTRATO

A8.5.9 - VERIFICA DEI PRINCIPALI COLLEGAMENTI

A8.5.9.1 - VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE

A8.5.9.2 - VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA "ATRIO"

A8.5.9.3 - VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-TRAVE "ATRIO"

A8.5.9.4 - VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA "PENSILINA"

A8.5.9.5 - VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-TRAVE "PENSILINA"

A8.5.9.6 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DEI DIAGONALI DELLE CONTROVENTATURE

FASCICOLO DEI CALCOLI ALLEGATO A9 - EDIFICIO ESISTENTE "SCUOLA PRIMARIA"

1- DATI DI INPUT (GENERALITA', MATERIALI, SEZIONI, NODI, ELEMENTI, SOLAI, CARICHI, COMBINAZIONI,...)

2- ALLEGATO 1: RISULTATI E VERIFICHE ELEMENTI C.A. SLU

3- ALLEGATO 2: RISULTATI E VERIFICHE ELEMENTI C.A. SLV: $100\%X+30\%Y$

4- ALLEGATO 3: RISULTATI E VERIFICHE ELEMENTI C.A. SLV: $30\%X+100\%Y$

FASCICOLO DEI CALCOLI ALLEGATO A9 - EDIFICIO "NUOVO ATRIO D'INGRESSO"

1- DATI DI INPUT (GENERALITA', MATERIALI, SEZIONI, NODI, ELEMENTI, SOLAI, CARICHI, COMBINAZIONI,...)

2- RISULTATI ANALISI MODALE

3- RISULTATI ANALISI (SPOSTAMENTI NODALI, SOLLECITAZIONI, REAZIONI AI VINCOLI,...)

4- VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO (TRAVI E COLONNE)

PREMESSA

A8.0 - RELAZIONE ILLUSTRATIVA ED ANALISI STORICO-CRITICA

Per una descrizione completa dell'aggregato strutturale si rimanda alla relazione tecnica allegata alle verifiche dello stato attuale depositate in data 29/03/2013 e successive integrazioni in data 05/06/2014. Rispetto a quanto ivi descritto, col presente incarico professionale il sottoscritto ha ritenuto di eseguire alcune ulteriori indagini conoscitive sui dettagli costruttivi (esistenza di un giunto tecnico tra atrio esistente e scuola media, armatura dei pareti in c.a.) e sugli aspetti geologico-tecnici (in collaborazione col Dott. Geol. L. Sedda), in modo da caratterizzare ancora meglio l'edificio in maniera propedeutica agli interventi di miglioramento sismico da realizzare.

Da un punto di vista dell'età di costruzione, l'aggregato si è evoluto nel tempo secondo la seguente ricostruzione storica:

- **anno 1961:** progetto architettonico generale originario denominato “Progetto di edificio scolastico per la scuola di avviamento professionale del Capoluogo”. Tale progetto riguardava l'intero complesso scolastico e prevedeva la costruzione di un edificio con forma planimetrica “a T”, ben più ampio di quello attuale: dell'intero progetto fu eseguito solo il 1° lotto, ossia le porzioni coincidenti con le attuali strutture;
- **anno 1964:** ultimazione dei lavori eseguiti dall'Impresa Passerini Oliviero di Borgo San Lorenzo e diretti dal Dott. Ing. Luciano Nolfi; del progetto originario strutturale del 1° lotto sono reperibili 2 tavole rispettivamente contenenti “Travi e Solai in cemento armato – Planimetria” e “Strutture in c.a. - Travi di fondazione, piano terra, piano primo, pilastri” (sulle quali non sono riportati i nomi dei progettisti);
- **anno 1989:** progetto per l'adeguamento e ristrutturazione delle scuole medie adiacenti all'edificio in oggetto che comprendeva su quest'ultimo alcune modifiche non strutturali di distribuzione interna degli ambienti (bagni del piano terra e primo) e l'ampliamento della centrale termica esistente con una nuova centrale in adiacenza alla porzione interrata dell'edificio e giuntata da essa.

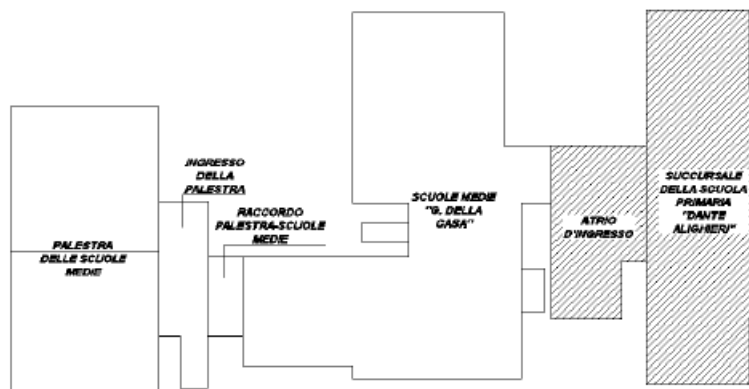


Fig.1 – Aggregato strutturale con indicazione dei vari edifici

Segue una breve descrizione dei 2 edifici facenti parte dell'aggregato strutturale esistente: il corpo di fabbrica principale presenta n. 2 piani fuori terra (piano terra e piano primo) oltre limitata porzione a livello seminterrato, e sottotetto accessibile per sola manutenzione; l'atrio di ingresso, invece, presenta un solo livello fuori terra, strutturalmente collegato alla scuola primaria in oggetto ma attualmente destinato ad ingresso delle adiacenti scuole medie. Da rilievo geometrico eseguito, la superficie del piano terra risulta pari a circa 902 mq (la porzione principale inscritta in un rettangolo di dimensioni circa 14,65x47,30 m oltre all'atrio inscritta in un rettangolo di dimensioni circa 12x22 m), quella del piano primo e del piano sottotetto pari a circa 665 mq (inscritti in un rettangolo di dimensioni circa 14,65x47,30 m), infine quella del piano seminterrato pari a circa 109 mq (rettangolo di dimensioni 13,10x8,30 m). Attualmente al piano terra sono presenti l'ampio atrio di ingresso, alcune aule, alcuni laboratori didattici, oltre bagni, stanza custodi ed un centro di ascolto; al piano primo sono presenti altra aule, la biblioteca e vari laboratori didattici, oltre i bagni; al piano seminterrato è presente un magazzino e la vecchia centrale termica. Il sottotetto è accessibile da piccola botola posta nel soffitto del piano primo: in esso sono presenti solo le tubazioni di distribuzione dell'impianto termico a servizio dei sottostanti locali. E' presente anche un lucernario di accesso alla copertura a falde inclinate con tipologia a capanna. Un unico vano scala, in posizione centrale rispetto all'edificio, collega il piano terra al piano primo. Il piano terra risulta tutto alla medesima quota, dal piano primo è possibile accedere alla copertura dell'atrio, tramite ampia vetrata finestrata: tale copertura non è comunque accessibile ai fruitori dell'edificio.

L'edificio presenta struttura in conglomerato cementizio armato gettato in opera con fondazioni realizzate in travi e telai portanti trasversali monodirezionali formati da pilastri e travi di piano primo e di sottotetto. Il solaio del piano primo è in latero-cemento gettato in opera di altezza $H=24$ cm, quello di sottotetto è in latero-cemento gettato in opera di altezza 16 cm circa, così come quello di copertura a falde inclinate (tipologia a capanna). I tamponamenti esterni, ovvero i parapetti sotto finestra sono realizzati in mattoni forati e semipieni.

Nella figura seguente è riportata l'immagine del modello ad elementi finiti dell'aggregato strutturale nello stato attuale.

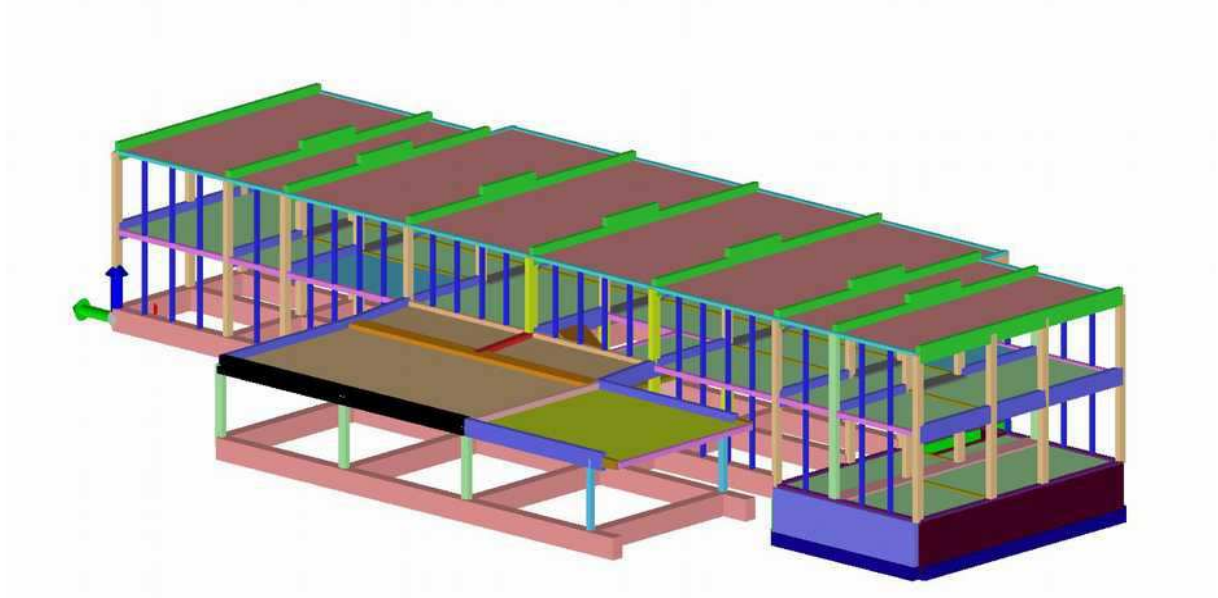


Fig.2 – Modello solido dell'edificio “Scuola primaria” e “Atrio d'ingresso” nello stato attuale facenti parte del medesimo aggregato strutturale

A8.1 - PIANO DELLE INDAGINI E DETERMINAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

A8.1.1 - RILIEVO

Si rimanda alla relazione tecnica delle verifiche consegnate per una dettagliata spiegazione. Si riporta una sintesi di seguito.

La verifica statica e sismica dell'edificio in esame non può prescindere da un preciso rilievo architettonico e geometrico-strutturale e da una approfondita indagine dei dettagli costruttivi rilevati attraverso due campagne di rilievi saggi diagnostici eseguiti: una prima fase che ha portato alla consegna delle verifiche in data 29/03/2013 ed una seconda fase che ha portato alla consegna delle verifiche in data 05/06/2014.

Si rimanda agli elaborati grafici relativi allo stato attuale per l'ubicazione ed il tipo di saggi eseguiti.

A8.1.2 – CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Si rimanda alla relazione tecnica delle verifiche consegnate per una dettagliata spiegazione. Si riporta una sintesi di seguito.

Dal punto di vista del calcestruzzo e dell'acciaio di armatura impiegato nell'edificio oggetto di verifica, sono state eseguite due campagne di prove: la prima durante l'anno 2011, a cura del Laboratorio Sigma S.r.l. di Campi Bisenzio (FI) (cfr. relazione di interpretazione delle suddette prove a cura della Regione Toscana – “programma VSCA”) che interessò soltanto il calcestruzzo dei pilastri; la seconda durante l'anno 2014, a cura del Laboratorio Igetecma S.a.s. Di Montelupo Fiorentino (FI) (concordate con i tecnici del Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana, che ha interessato sia il calcestruzzo dei pilastri (piano terra e primo) e delle travi in elevazione (piano primo e sottotetto) sia l'acciaio delle barre di armatura di un pilastro (sottotetto).

Pilastrini Piano Terra	prove indirette	prove dirette
	Rcorr (kg/cm ²)	Rsitu (kg/cm ²)
P3 (prima indagine)	146,2	127,7
	150,4	
P15 (estensione)		75,3
P24 (prima indagine)	145,7	
	168,6	
P39 (prima indagine)	115,6	113,8
	124,5	
P42 (estensione)		133,4
Pilastrini Piano Primo	prove indirette	prove dirette (provini)
	Rcorr (kg/cm ²)	Rsitu (kg/cm ²)
P25 (prima indagine)	122,2	130
	129,3	
P30 (prima indagine)	156	124
	152,4	
P35 (estensione)		123,1
P43 (prima indagine)	146,6	
	161,4	

Travi Piano Primo	prove indirette	prove dirette
	Rcorr (kg/cm ²)	Rsitu (kg/cm ²)
T5-6 (estensione)		135,3
T29-30 (estensione)		106,3
T43-44 (A) (estensione)		130
T43-44 (B) (estensione)		183,9
Travi Piano Sottotetto	prove indirette	prove dirette (provini)
	Rcorr (kg/cm ²)	Rsitu (kg/cm ²)
T13-14(estensione)		119,2
T33-34 (estensione)		39

Nelle verifiche dell'edificio di cui in oggetto sono stati implementati i seguenti valori per le varie grandezze meccaniche, sulla base dei valori sperimentali riscontrati:

Calcestruzzo:

(pilastrini piano terra e primo, travi piano terra e primo, solai piano terra e primo)

- calcestruzzo con resistenza media 130 kg/cm²
- modulo di elasticità normale E = 225076 kg/cm²
- modulo di elasticità tangenziale G = 100480 kg/cm²
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,12$
- peso specifico del calcestruzzo armato 2500 kg/m³

(travi di fondazione, travi piano sottotetto, solai piano sottotetto)

- calcestruzzo con resistenza media 120 kg/cm²
- modulo di elasticità normale E = 219736 kg/cm²
- modulo di elasticità tangenziale G = 98096 kg/cm²
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,12$
- peso specifico del calcestruzzo armato 2500 kg/m³

Acciaio:

(solai del piano terra e primo e travi di tutti i piani)

- acciaio per calcestruzzo di caratteristiche analoghe al tipo "RUMI LU.3" con tensione di snervamento $f_{yk} = 4400$ kg/cm² e tensione di rottura $f_{tk} = 6500$ kg/cm²;

(solai del piano sottotetto, travi di fondazione e pilastrini)

- acciaio per calcestruzzo di caratteristiche analoghe al tipo "AQ42" con tensione di snervamento $f_{yk} = 2300$ kg/cm² e tensione di rottura $f_{tk} = 4200$ kg/cm².

A8.1.3 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Si rimanda alla relazione tecnica delle verifiche consegnate per una dettagliata spiegazione. Si riporta una sintesi di seguito.

In accordo al punto C8A.1.B.3 della Circolare esplicativa del D.M. 14/01/2008, per definire i valori dei parametri meccanici degli edifici in oggetto è stato raggiunto un livello di conoscenza pari a **LC3** in quanto per l'edificio esaminato nel presente lavoro:

Geometria: La geometria dell'edificio è stata rilevata sia da un punto di vista geometrico che strutturale con rilievo ex novo completo, avendo anche a disposizione ulteriori disegni di carpenteria del progetto strutturale originale ritrovati negli Archivi Comunali. I risultati del rilievo geometrico-strutturale sono consultabili negli elaborati grafici allegati alle verifiche tecniche e al presente progetto.

Dettagli strutturali: I dettagli strutturali dell'edificio sono stati rilevati dai disegni costruttivi completi e con *limitate verifiche in situ* effettuate. Difatti la quantità e la disposizione dell'armatura è stata verificata per almeno il 15% degli elementi, considerando la ripetitività dichiarata dal progettista nel progetto originario.

Proprietà dei materiali: Per l'edificio in oggetto le proprietà dei materiali sono state ricavate dalle specifiche originali di progetto con *estese prove in situ*. Per le sole travi del piano sottotetto a copertura del piano primo e per quelle di fondazione, invece, le proprietà dei materiali sono state ricavate dalle specifiche originali di progetto con *limitate prove in situ*.

Si riporta la tabella presente in normativa applicata al caso presente.

Livello di conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex novo completo	Disegni costruttivi Incompleti con limitate verifiche in-situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.2
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in-situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1

Sulla base di quanto sopra possiamo concludere che il livello di conoscenza per la seguente analisi sismica raggiunto in generale per i pilastri e le travi è praticamente classificabile come LC3 mentre per le sole travi del piano sottotetto, a copertura del piano primo, il livello è LC2. Occorre ribadire che la situazione di partenza per l'edificio in questione era quella di una prima fase di indagini già svolta che aveva evidenziato uno stato di diffusa criticità sulla qualità dei materiali impiegati. Pertanto nel pianificare la seconda fase di estensione delle indagini, fu concordato con il Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana, di eseguire un più limitato numero di prove per non indebolire una situazione già di per sé critica (e comunque di eseguire prove distruttive anche sulle travi e sulle armature di acciaio). Il fattore di confidenza corrispondente a tale livello di conoscenza da adottare nelle analisi successive è pari a FC=1 per i pilastri e le travi a copertura del piano interrato e del piano terra, mentre è pari a FC=1,2 per le travi a copertura del piano primo e per quelle di fondazione.

EDIFICIO ESISTENTE “ SCUOLA PRIMARIA”**A8.2 - DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE****A8.2.1 - CARICHI UNITARI DI PROGETTO**

I Carichi permanenti e accidentali assunti per l'edificio esistente in fase di progetto sono riportati nelle seguenti tabelle.

Livello	Solaio	Tipo Permanenti	Pesi propri strutturali (KN/mq)	Permanenti non strutturali (KN/mq)	Destinaz.	Variabili (KN/mq)
Piano terra (a copertura dei locali interrati)	Solaio latero-cementizio h=20+4	Solaio + sottofondo + pavimento + intonaco	2,80	1,30	Cat. C1 (Scuole)	3,00
Piano terra (a copertura dei locali interrati)	Solaio latero-cementizio h=20+4	Solaio + sottofondo + pavimento + intonaco + tramezzi (zone bagni)	2,80	2,10	Cat. C1 (Scuole)	3,00
Scala	Soletta in c.a.	Soletta + gradini + rivestimento + intonaco	2,50	3,00	Cat. C2 (Scale)	4,00
Piano primo (a copertura dei locali del piano terra)	Solaio latero-cementizio h=20+4	Solaio + sottofondo + pavimento + intonaco	2,80	1,30	Cat. C1 (Scuole)	3,00
Piano primo (a copertura dei locali del piano terra)	Solaio latero-cementizio h=20+4	Solaio + sottofondo + pavimento + intonaco + tramezzi (zone bagni)	2,80	2,10	Cat. C1 (Scuole)	3,00
Piano sottotetto (a copertura dei locali del piano primo)	Solaio latero-cementizio h=15+1	Solaio + intonaco	1,40	0,30	Cat. H1	0,50
Copertura	Metallica	Travi metalliche + manto di copertura	0,27 kN/ml	0,20	0,5 x Neve + Cat. H1	0,5 x 0,80 + 0,50 = 0,90

Tipologia Carico permanente	KN/mq
Solaio latero-cementizio h=20+4 cm	2,80
Solaio latero-cementizio h=15+1 cm	1,40
Soletta in c.a. h=10 cm	2,50
Sottofondo	0,60
Pavimento	0,40
Intonaco	0,30
Tramezzi (zone bagni)	0,80
Gradini in cls	1,90
Rivestimento in marmo	0,80
Pannelli multistrato – manto copertura	0,20
Travi metalliche	0,27 kN/ml

Tipologia Sovraccarico variabile	KN/mq	Coeff. ψ_{0i}	Coeff. ψ_{1i}	Coeff. ψ_{2i}
Scuole (Cat. C1)	3,00	0,7	0,7	0,6

Scale comuni (Cat. C2)	4,00	0,7	0,7	0,6
Manutenzione (Cat. H1)	0,50	0,0	0,0	0,0
Carico neve (< 1000 m s.l.m.)	0,80	0,5	0,2	0

A causa dell'assenza di capacità di ripartizione trasversale dei solai in oggetto, per la presenza di una soletta non armata superiore, i carichi delle tramezzature (divisori aule-corridoi) sono distribuiti lungo travetti di solaio rinforzati, come si evince dagli elaborati grafici del progetto originario. Tuttavia per tener conto di piccole tramezzature esistenti in mattoni forati (ad esempio nelle zone dei bagni) si è considerato solo su tali zone comunque un carico uniformemente distribuito pari a 0,80 kN/mq.

Peso proprio del C.L.S. 24,00 kN/mc

Peso proprio dell'acciaio 78,50 kN/mc

Peso proprio dei tamponamenti esterni: 3,00 kN/mq

intonaco 1,5 cm: 0,30 kN/mq

blocco semipieno 15 cm: 16,00 kN/mc x 0,15 m = 2,40 kN/mq

intonaco 1,5 cm: 0,30 kN/mq

Peso proprio dei timpani in muratura sottotetto: 5,22 kN/ml

matteone pieno (hmedia = 0,70 m): 18,00 kN/mc x 0,27 m x 0,7 m = 3,40 kN/mq

cordolo in c.a.: 25,00 kN/mc x 0,27 m x 0,27 m = 1,82 kN/mq

Carico delle gronde metalliche:

Struttura portante metallica G₁: 0,10 kN/mq

Pannelli multistrato – manto copertura G₂: 0,20 kN/mq

Neve+cat. H1: 0,90 kN/mq

A8.2.2 - CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA E AZIONE SISMICA PER IL MODELLO GLOBALE

Le analisi descritte nei successivi capitoli sono state svolte con l'ausilio di codici di calcolo agli elementi finiti, le affidabilità e attendibilità dei quali sono state di volta in volta accertate tramite controlli e schemi semplificati mediante l'utilizzo degli schemi classici manuali della teoria della Scienza delle Costruzioni. Le analisi più semplici sono state condotte direttamente mediante l'utilizzo degli schemi classici manuali della teoria della Scienza delle Costruzioni.

Nei calcoli manuali l'analisi è stata di tipo statico lineare. L'analisi eseguita nelle modellazioni globali è stata sia di tipo dinamica modale lineare, sia per quanto riguarda la corretta modellazione dei dispositivi dissipativi di tipo dinamica non lineare con impiego di accelerogrammi: FNA – Fast Non Linear Analysis, Ibrahimgebovic and Wilson, 1989; Wilson, 1993. Passi costitutivi dell'analisi dinamica non lineare:

- *Modellazione della struttura*: il modello computazionale è fatto in modo tradizionale per tutta la struttura, particolare attenzione viene posta solo ai dispositivi di dissipazione; si fa l'ipotesi che la struttura rimanga in campo elastico lineare e solo i dispositivi dissipano energia (mediante il loro ciclo isteretico). In altre parole si concentrano in punti discreti del modello gli effetti anelastici della struttura (mediante NLLINK);

- Generazione di una *famiglia di accelerogrammi spettrocompatibili*;

- Applicazione dei *carichi statici verticali*;

- *Analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo* con i set di accelerogrammi generati, agenti nelle due direzioni principali (X e Y). Le analisi partono dalla fine delle analisi dei carichi statici verticali. Essendo un'analisi non lineare, non vale il principio di sovrapposizione degli effetti, quindi si creano analisi per ogni scenario di carico.

- Le *caratteristiche di sollecitazione* di ogni elemento strutturale sono ottenute per inviluppo delle caratteristiche date ad ogni istante di tempo. Le storie forza-spostamento sono lette nel tempo e si traccia il bilancio energetico complessivo, consentendo una valutazione accurata del beneficio indotto dalla dissipazione.

Si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni di carico, in funzione degli stati limite analizzati, ai sensi dei punti 2.5.3 – “Combinazioni delle azioni” e 3.1.4. – “Carichi Variabili” del D.M. 14/01/2008:

Condizioni di carico elementari

Pesi propri strutturali (G1)

Carichi permanenti non strutturali (G2)

Carichi variabili (Q_i)*Combinazioni di carico Stato Limite Ultimo per carichi verticali*

$$1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 Q_1 + 1,5 \psi_{02} Q_2 + 1,5 \psi_{03} Q_3$$

secondo l'approccio progettuale 2 ai sensi del punto 2.6.1 – “Stati limite ultimi” del D.M. 14/01/2008.

Combinazioni di carico Stato Limite Esercizio per carichi verticali

Rara $G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} Q_2 + \psi_{03} Q_3$

Frequente $G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3$

Quasi permanente $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3$

Per l'opera strutturale sono stati assunti i seguenti parametri di progetto, ai sensi del punto 2.4 – “Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento” del D.M. 14/01/2008:

VITA NOMINALE $V_N = 50$ anni (2. Opere ordinarie)

CLASSE D'USO = III (affollamenti significativi) e COEFF. D'USO $C_u = 1,5$

PERIODO DI RIFERIMENTO PER AZIONE SISMICA $V_R = V_N \cdot C_u = 75$ anni

Gli stati limite verificati sotto azione sismica sono, ai sensi del punto 3.2.1 – “Stati limite e relative probabilità di superamento” del D.M. 14/01/2008:

- Stato limite di Operatività (SLO)
- Stato limite di Danno (SLD)
- Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato limite di Collasso (SLC)

PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA:

$$T_R = -V_R / (\ln(1-P_{VR})) = 45 \text{ anni per SLO}$$

$$T_R = -V_R / (\ln(1-P_{VR})) = 75 \text{ anni per SLD}$$

$$T_R = -V_R / (\ln(1-P_{VR})) = 712 \text{ anni per SLV}$$

$$T_R = -V_R / (\ln(1-P_{VR})) = 1462 \text{ anni per SLC}$$

COORDINATE GEOGRAFICHE DEL SITO:

LATITUDINE: 43.9578

LONGITUDINE: 11.3894

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO: C

CATEGORIA TOPOGRAFICA: T1

A partire dai dati di pericolosità sismica disponibile sui punti di un reticolo di riferimento, attraverso i dati di cui sopra, procedendo per interpolazione è possibile procedere alla determinazione dell'azione sismica di progetto per i due stati limite attraverso la terna di valori a_g (accelerazione orizzontale massima del terreno), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_C^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) per il sito in esame:

per SLO:

$$a_g = 0,075 \text{ g}$$

$$F_0 = 2,450$$

$$T_C^* = 0,260 \text{ s}$$

per SLD:

$$a_g = 0,094 \text{ g}$$

$$F_0 = 2,430$$

$$T_C^* = 0,270 \text{ s}$$

per SLV:

$$a_g = 0,223 \text{ g}$$

$$F_0 = 2,390$$

$$T_C^* = 0,290 \text{ s}$$

per SLC:

$$a_g = 0,281 \text{ g}$$

$$F_0 = 2,410$$

$$T_C^* = 0,300 \text{ s}$$

Nell'ottica di determinare l'indice di rischio corrispondente al livello di miglioramento sismico raggiunto con gli interventi in progetto, sono state svolte a ritroso numerose analisi, con gli accelerogrammi generati a partire da valori via via decrescenti di accelerazione sismica, fino a determinare il livello in cui tutti gli elementi strutturali principali risultavano verificati. In particolare era richiesto il raggiungimento di un indice di rischio, ai sensi delle Direttive Regionali D.1.9., almeno pari a 0,65. Pertanto nella presente relazione si riporta il caso dell'analisi e delle conseguenti verifiche corrispondenti a questo caso significativo ($T_{R,C} = 256$ anni), a cui corrisponde un livello di accelerazione sismica in input allo SLV pari a 0,155 g (in questo modo si dimostra anche

che vi è un effettivo miglioramento rispetto al livello di sicurezza dello stato attuale, per il quale l'indice di rischio risulta essere minore di 0,27):

$$R_{CD} = (T_{R,C}/T_{R,D})^{0,41} = (256/712)^{0,41} = \mathbf{0,66 > 0,65}$$

$$T_{R,C} = 256 \text{ anni} \Rightarrow a_g = 0,156 \text{ g (SLV)}$$

$$T_{R,C} = 9,50 \times V_R \Rightarrow V_R = T_{R,C} / 9,50 = 27 \text{ anni}$$

I nuovi parametri così ottenuti sono:

per SLV:

$$a_g = 0,155 \text{ g} = 1,52 \text{ m/s}^2$$

$$F_0 = 2,401$$

$$T_C^* = 0,284 \text{ s}$$

per SLC:

$$a_g = 0,198 \text{ g} = 1,98 \text{ m/s}^2$$

$$F_0 = 2,380$$

$$T_C^* = 0,290 \text{ s.}$$

Il rapporto fra le accelerazioni SLC/SLV è pari a 1.30.

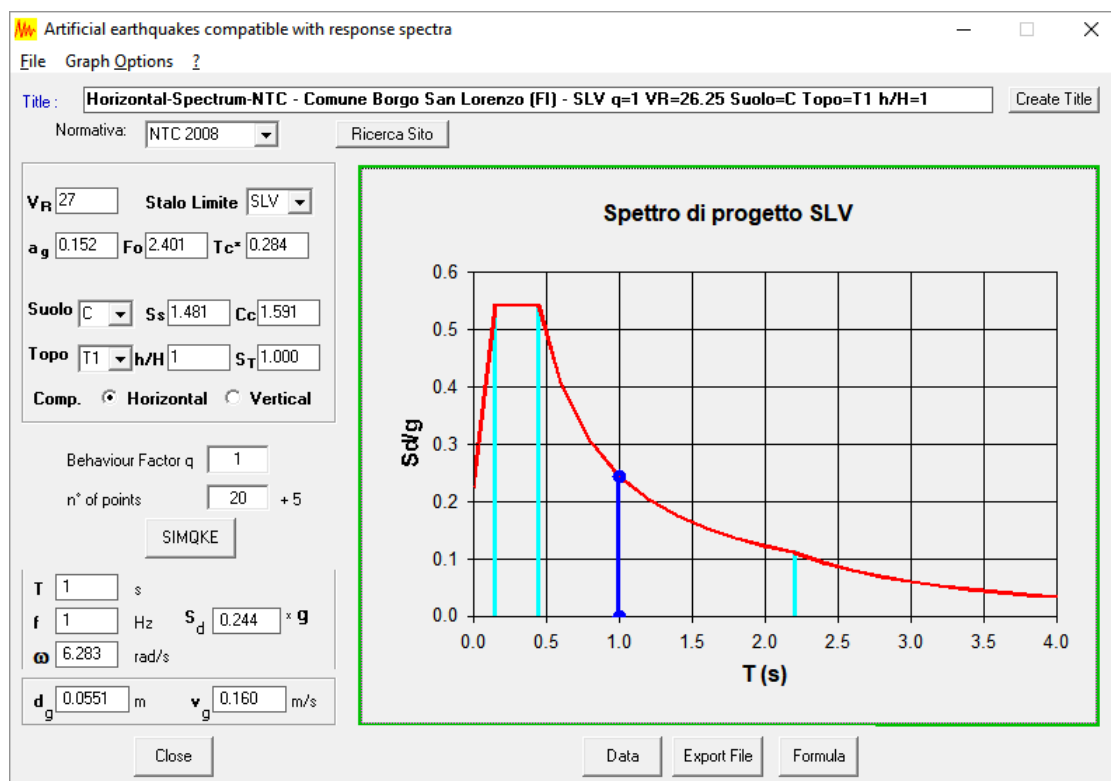


Fig.3 – Spettro di progetto SLV ($q=1$)

Al fine di valutare l'effettivo indice di rischio si utilizzano, come prassi, accelerogrammi corrispondenti allo SLV, scalati opportunamente. Vengono generate 7 coppie di accelerogrammi artificiali indipendenti, corrispondenti agli spettri di accelerazione orizzontale *target*, seguendo l'algoritmo implementato dal software SIMQKE (Gasparini D.A. & Vanmarcke E.H., 1976, *Evaluation of Seismic Safety of Buildings – Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra*, MIT Report n.2, Cambridge, MA, USA).

In accordo con le indicazioni dell'Eurocodice (EC8 §4.3.2.1 e §4.3.3.5.1(7)) si applicano simultaneamente accelerogrammi distinti in direzione X e Y.

Le verifiche vengono effettuate con la media dei massimi degli effetti per ciascun accelerogramma.

Per tener conto della non contemporaneità dei massimi nelle due direzioni si considerano in totale 14 analisi non lineari nel dominio del tempo, sette in cui si considera il 100% dell'azione sismica in direzione X ed il 30% in direzione Y e sette in cui si considera il 30% in direzione X e il 100% in direzione Y.

$$\text{acc1}_{13} = 1X + 30\% 1Y$$

$$\text{acc1}_{31} = 30\% 1X + 1Y$$

$$\text{acc2}_{13} = 2X + 30\% 2Y$$

$$\text{acc2}_{31} = 30\% 2X + 2Y$$

$$\text{acc3}_{13} = 3X + 30\% 3Y$$

$$\text{acc3}_{31} = 30\% 3X + 3Y$$

$$\begin{array}{ll} \text{acc4_13} = 4X + 30\% \ 4Y & \text{acc4_31} = 30\% \ 4X + 4Y \\ \text{acc5_13} = 5X + 30\% \ 5Y & \text{acc5_31} = 30\% \ 5X + 5Y \\ \text{acc6_13} = 6X + 30\% \ 6Y & \text{acc6_31} = 30\% \ 6X + 6Y \\ \text{acc7_13} = 7X + 30\% \ 7Y & \text{acc7_31} = 30\% \ 7X + 7Y \end{array}$$

A questo punto si sono considerate le combinazioni medie dei due gruppi, sempre per ogni stato limite:

$$\text{media acc13} = (\text{acc1_13} + \text{acc2_13} + \text{acc3_13} + \text{acc4_13} + \text{acc5_13} + \text{acc6_13} + \text{acc7_13})/7$$

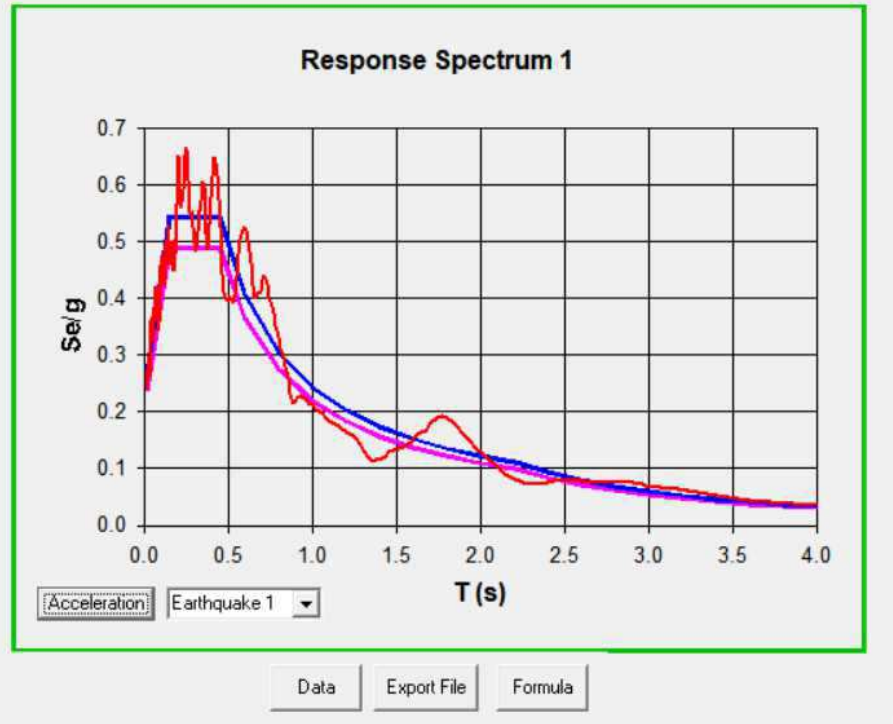
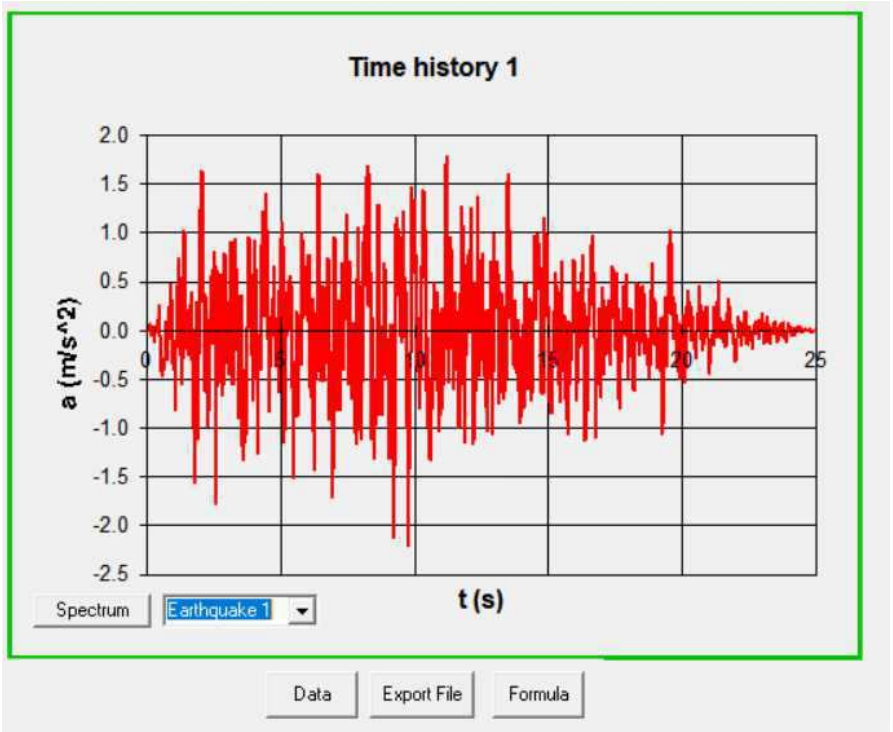
$$\text{media acc31} = (\text{acc1_31} + \text{acc2_31} + \text{acc3_31} + \text{acc4_31} + \text{acc5_31} + \text{acc6_31} + \text{acc7_31})/7$$

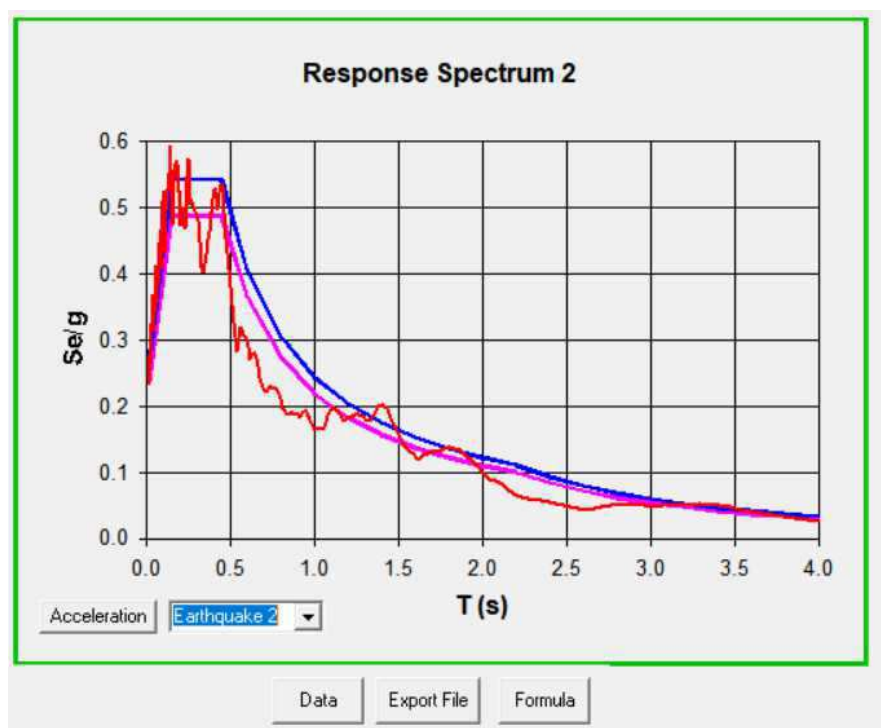
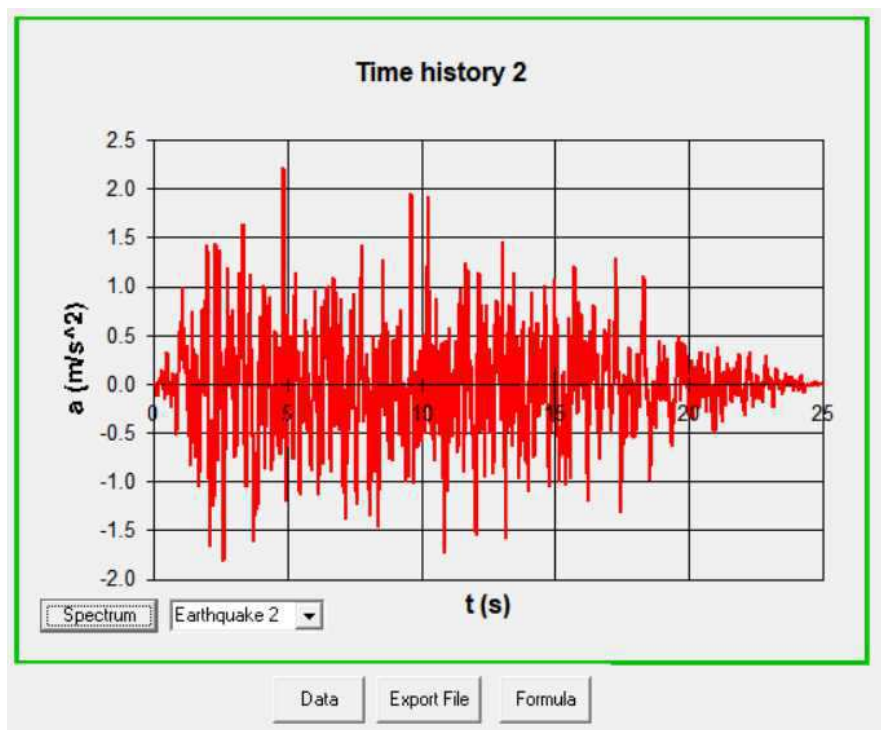
Le verifiche allo SLV vengono effettuate considerando due combinazioni:

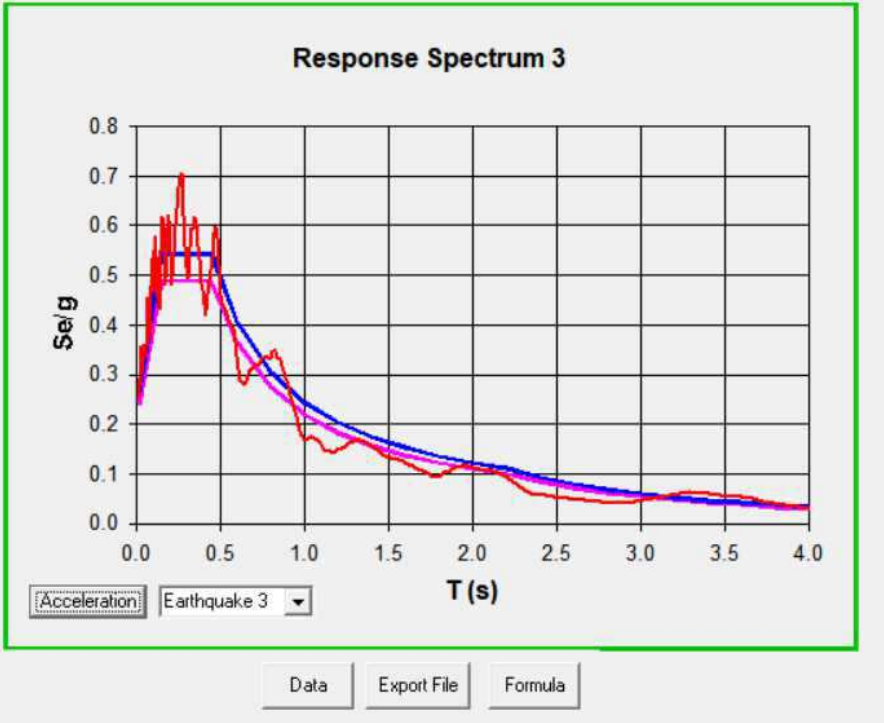
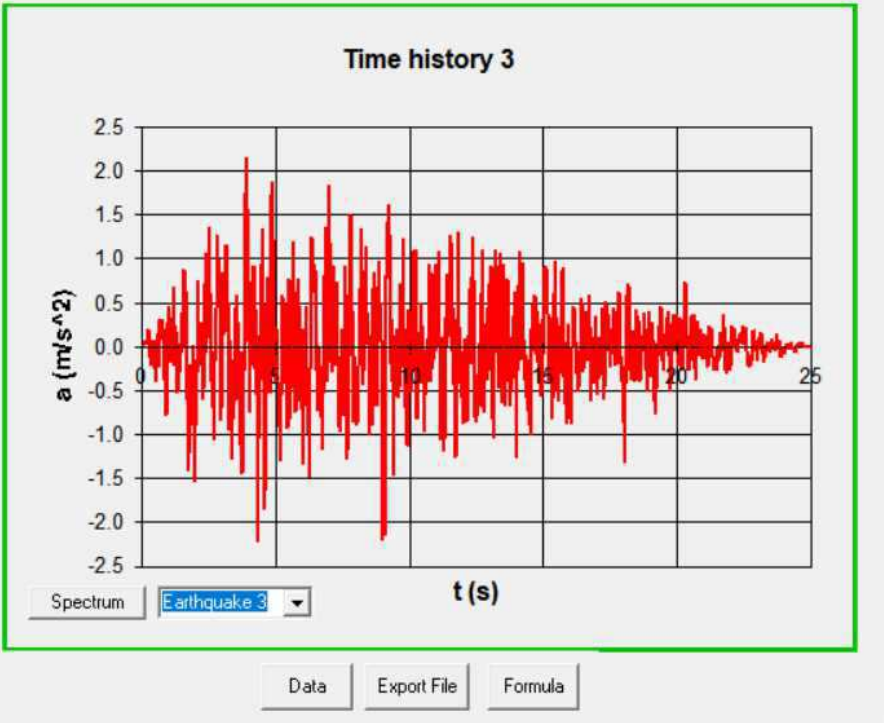
- Azioni verticali + Media dei massimi di 7 analisi nel dominio del tempo con 100% del sisma lungo X e 30% del sisma lungo Y (media acc13);
- Azioni verticali + Media dei massimi di 7 analisi nel dominio del tempo con 30% del sisma lungo X e 100% del sisma lungo Y (media acc31).

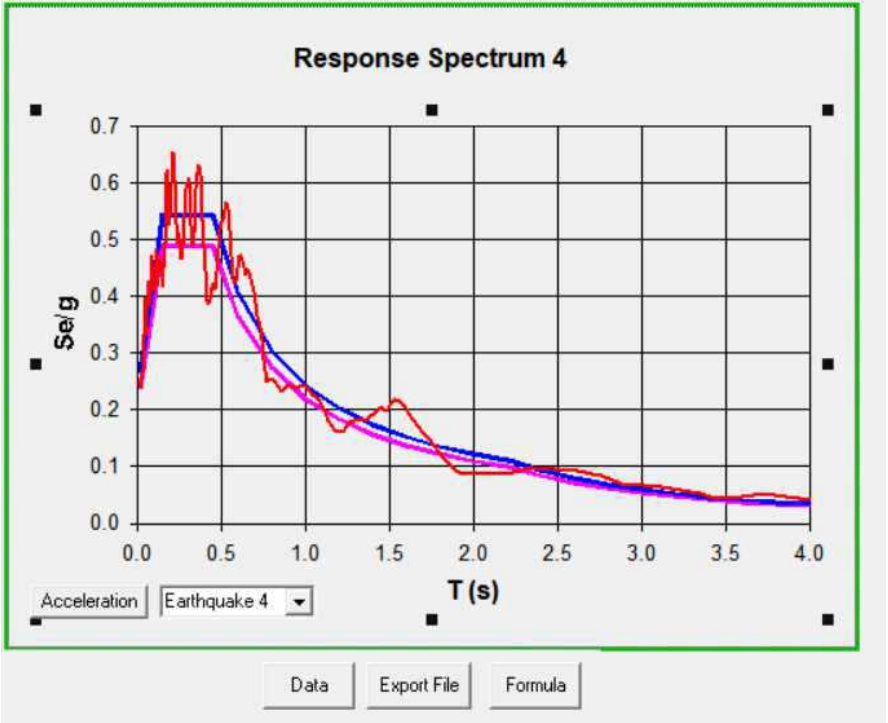
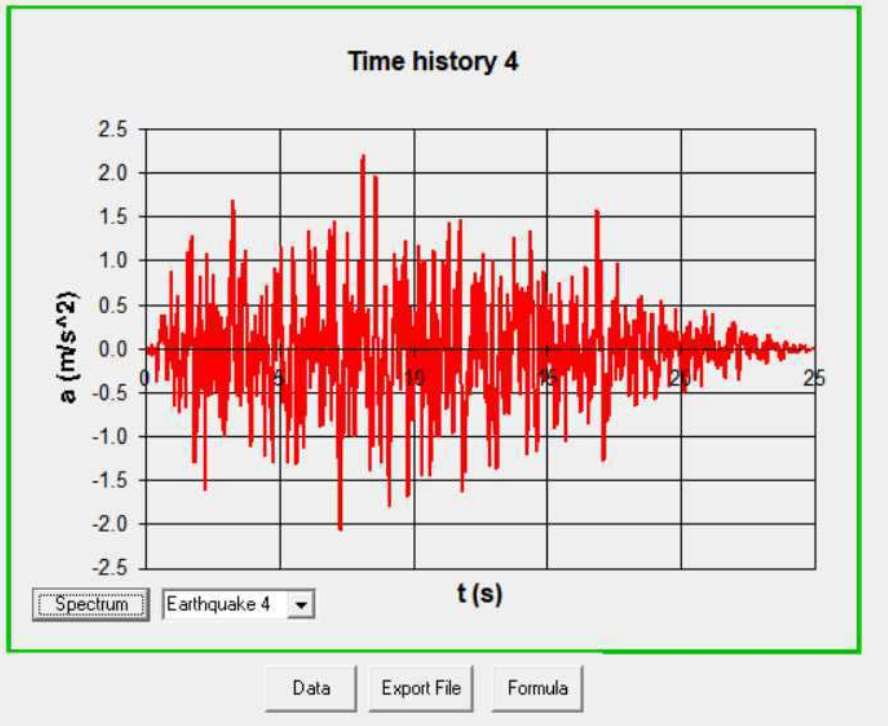
Di seguito si riportano gli accelerogrammi e i relativi spettri di risposta elastici confrontati con quello *target* di normativa.

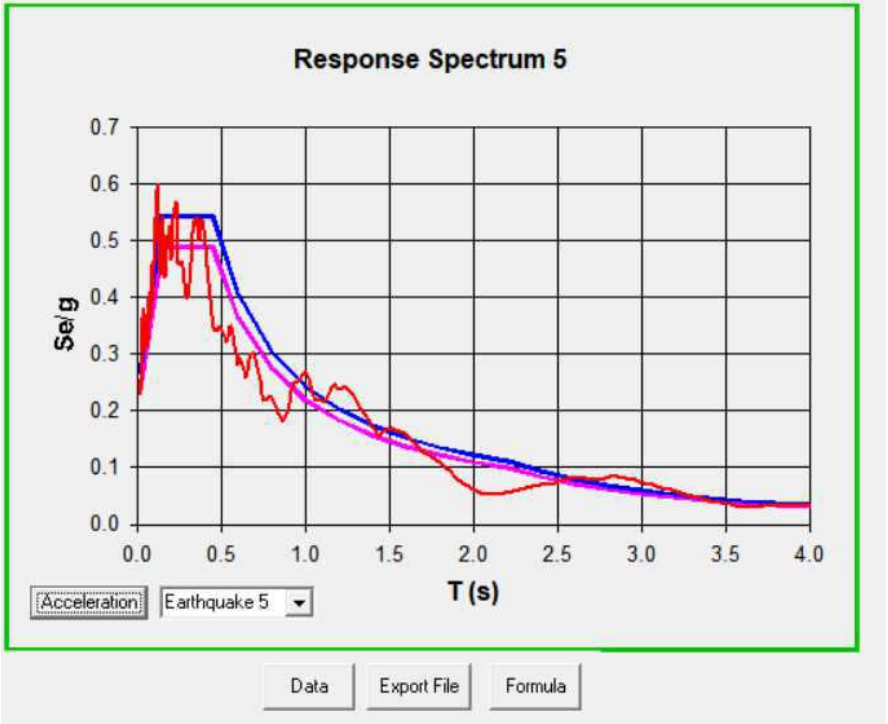
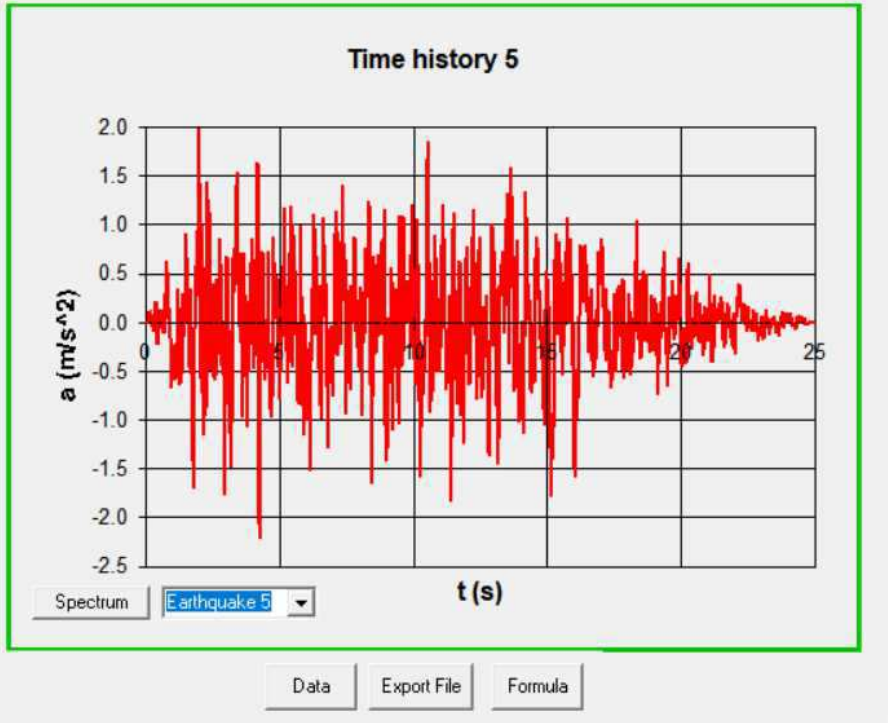
Per le verifiche di resistenza allo SLV il valore di E nella combinazione finale precedente è stato ridotto di un “fattore di struttura” per tenere conto della pur minima duttilità intrinseca della struttura esistente. Per la norma negli edifici esistenti tale valore può variare tra 1,5 e 3 sulla base della regolarità e dei tassi di lavoro sotto le azioni statiche. Nel caso presente si è proceduto alla determinazione del fattore di struttura da applicare sulla base della duttilità disponibile delle sezioni dei pilastri (si rimanda al paragrafo seguente) e si è cautelativamente assunto un valore pari a 2,2 anche in considerazione del fatto che la regolarità è stata assicurata dalla separazione mediante nuovo giunto tecnico dell'Atrio di ingresso dalla struttura della Scuola, ed i tassi di lavoro sotto le azioni statiche sono stati ridotti mediante l'alleggerimento della copertura ed il rinforzo degli elementi strutturali principali che avevano mostrato carenze nelle verifiche statiche.

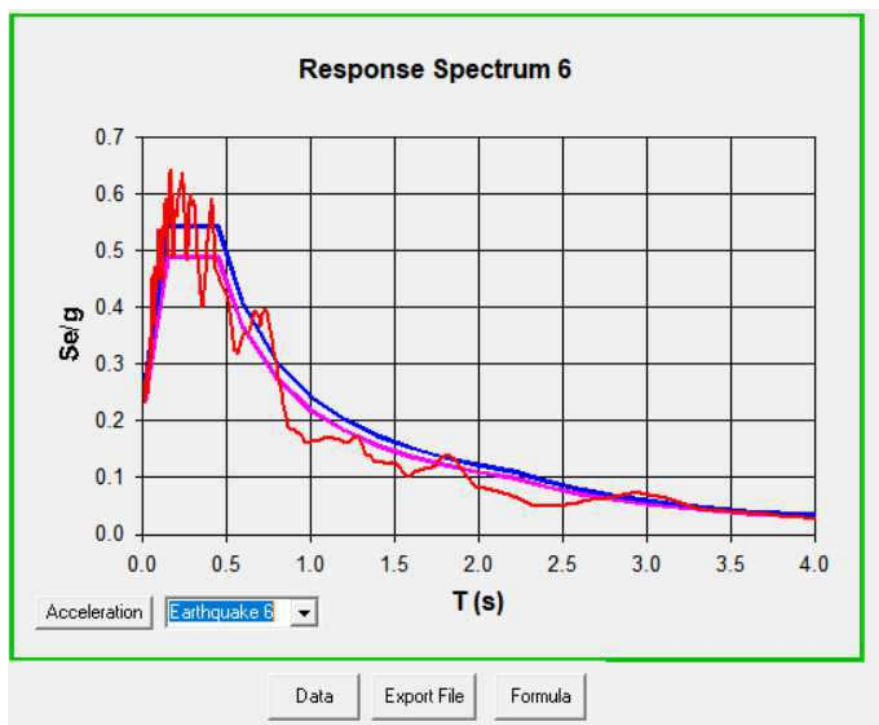
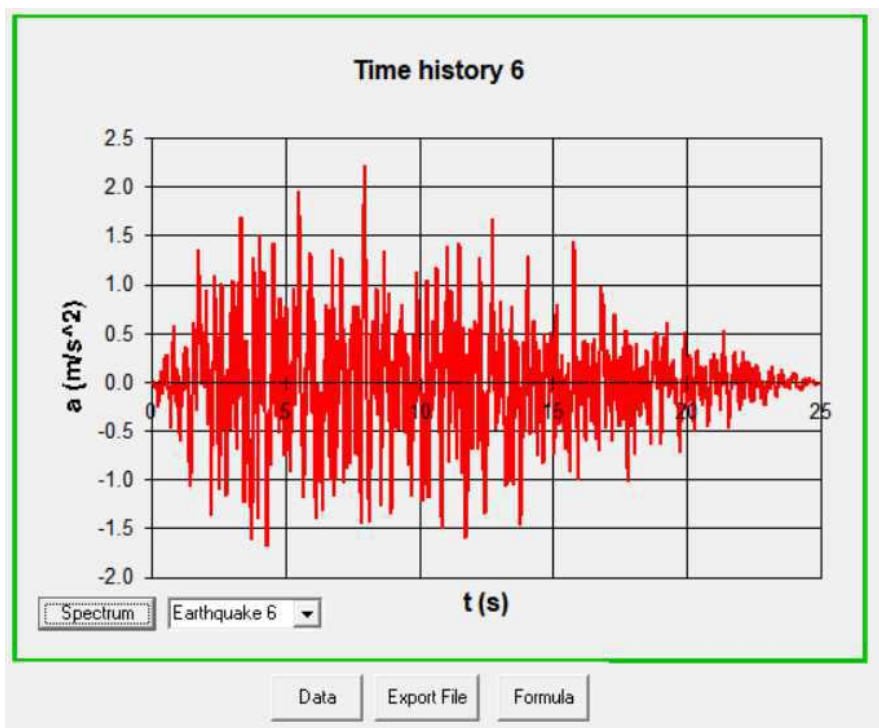


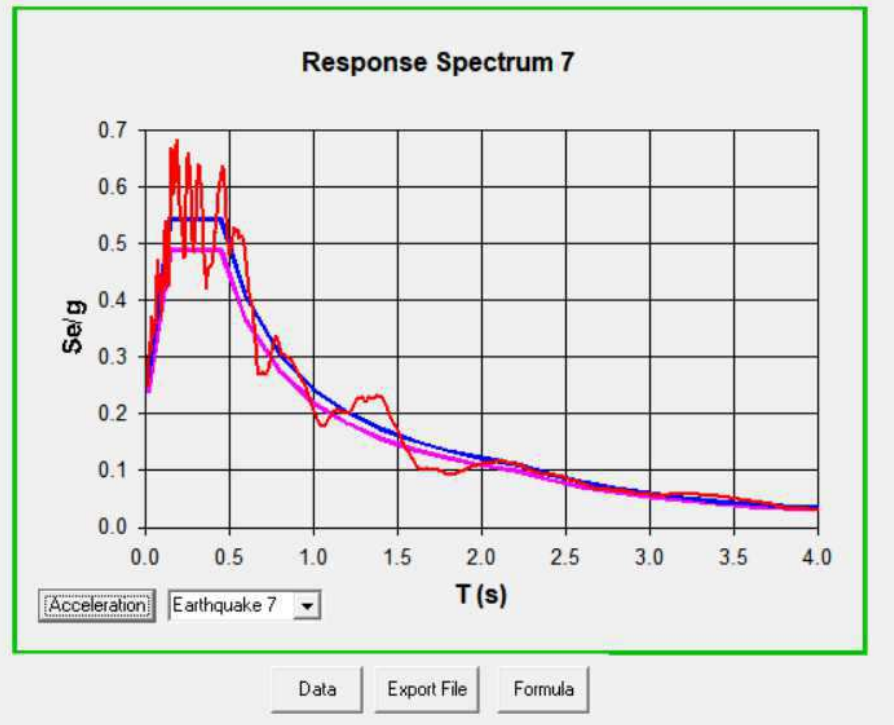
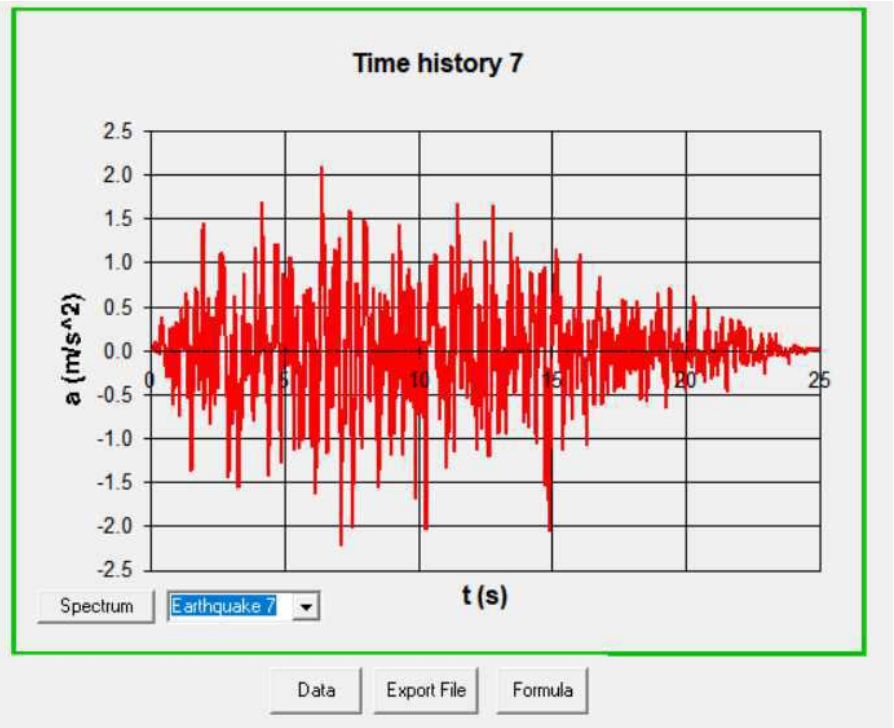


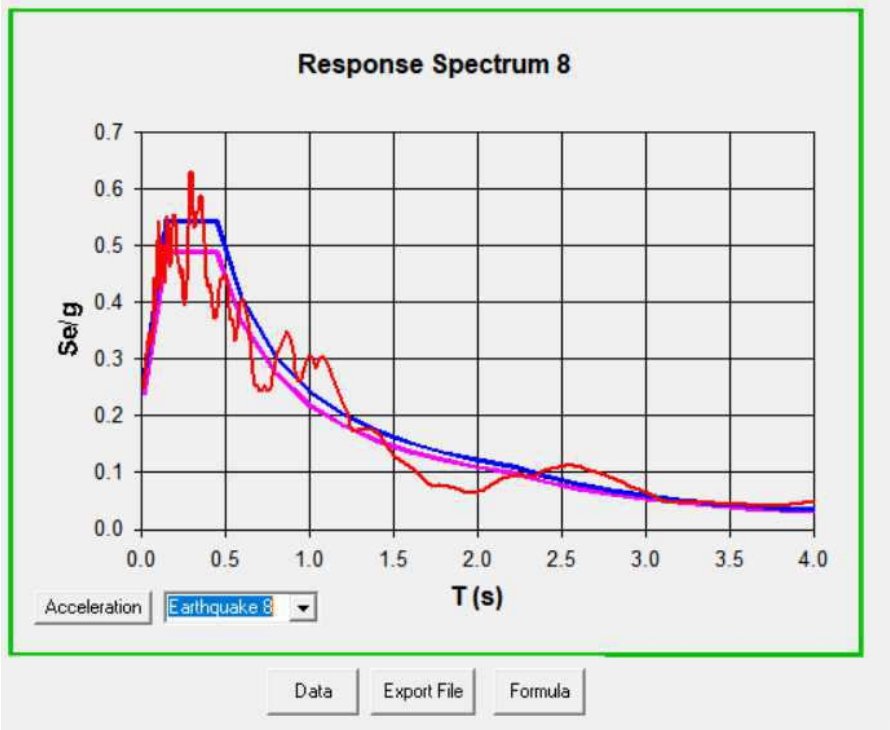
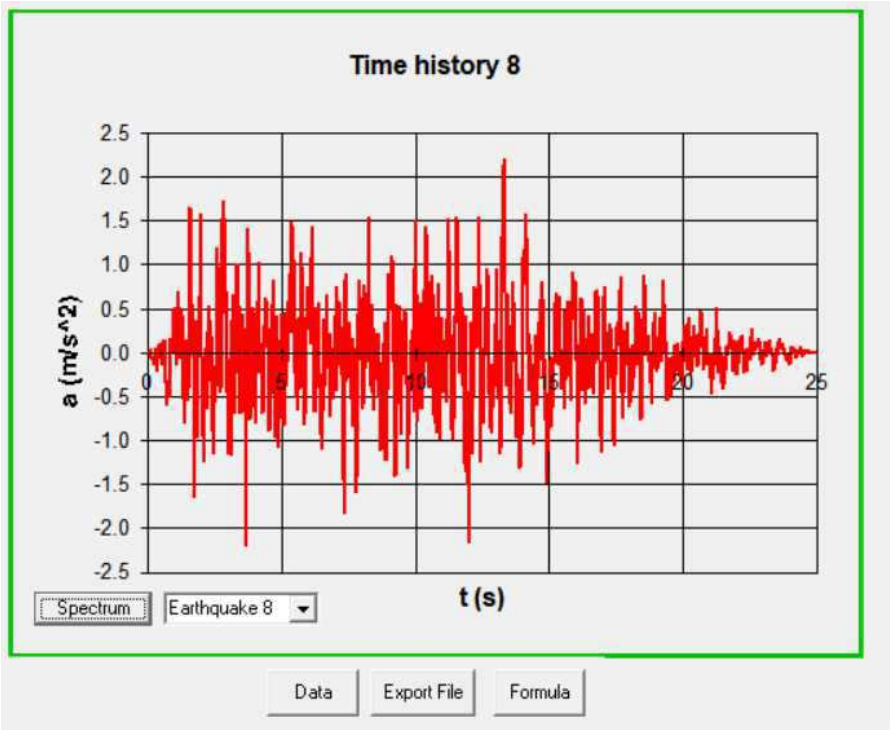


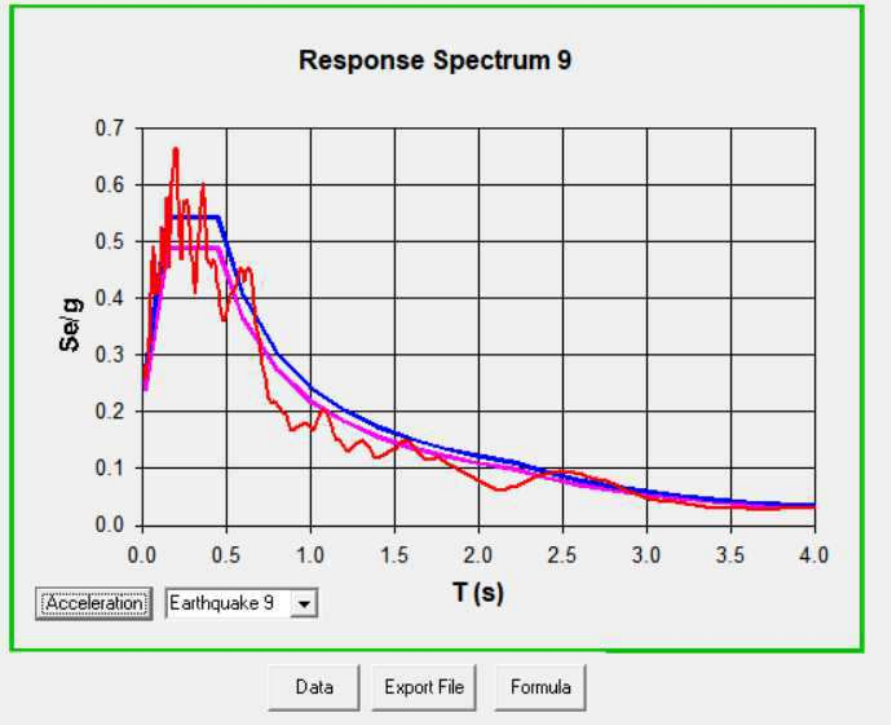
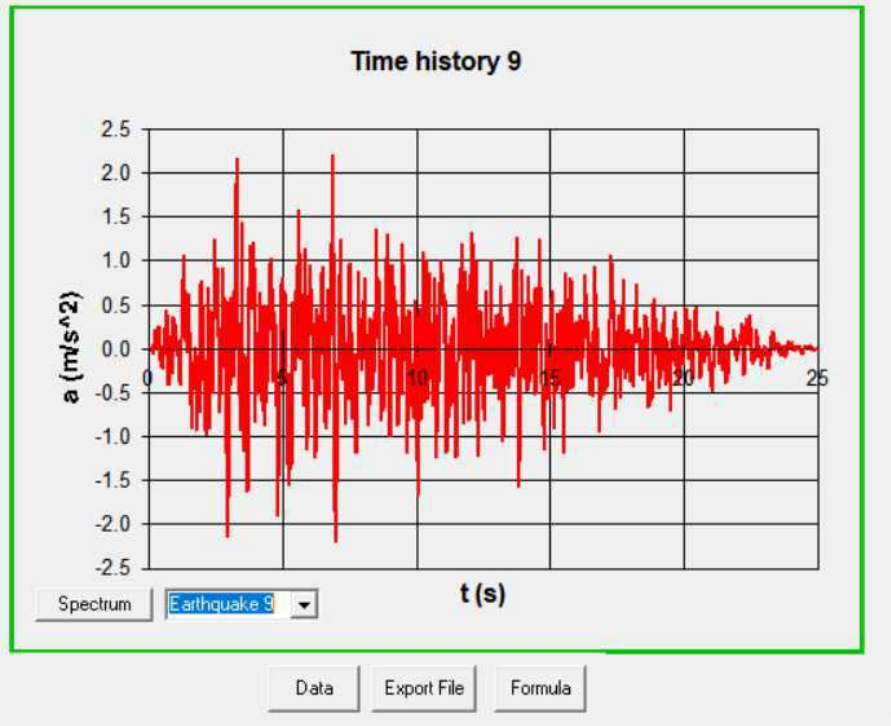


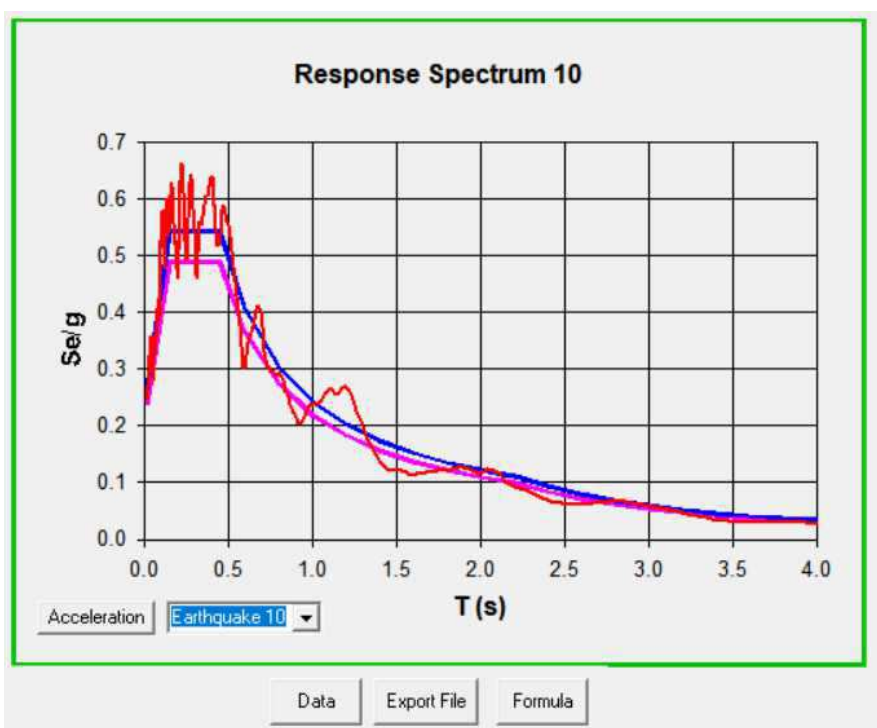
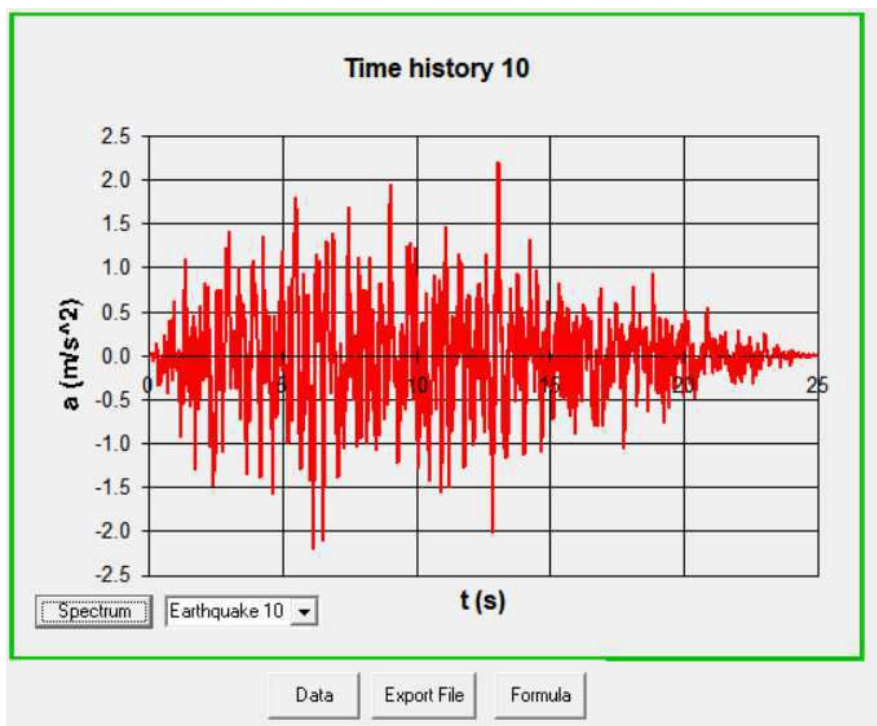


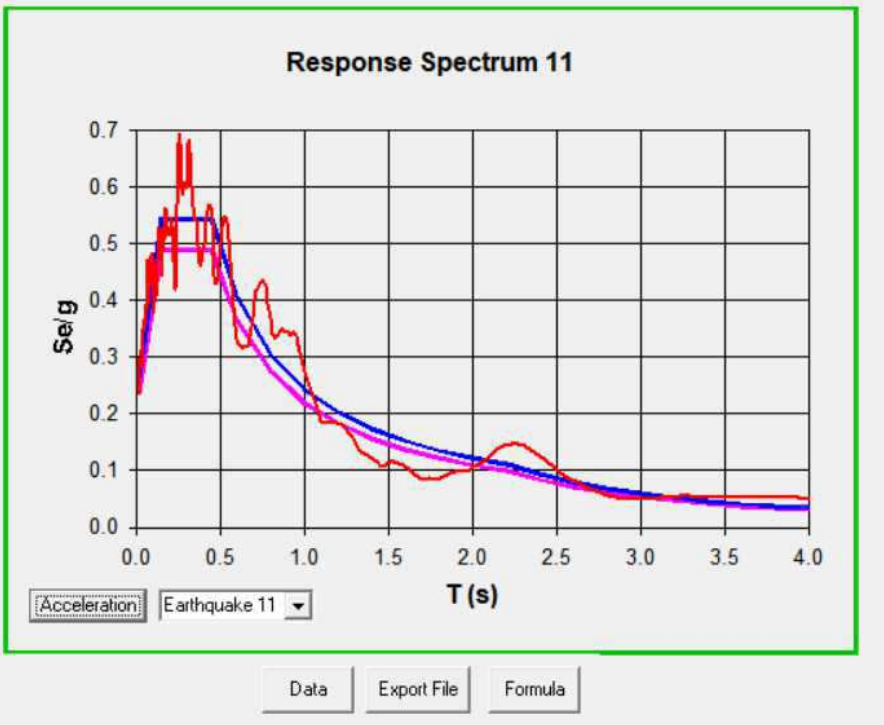
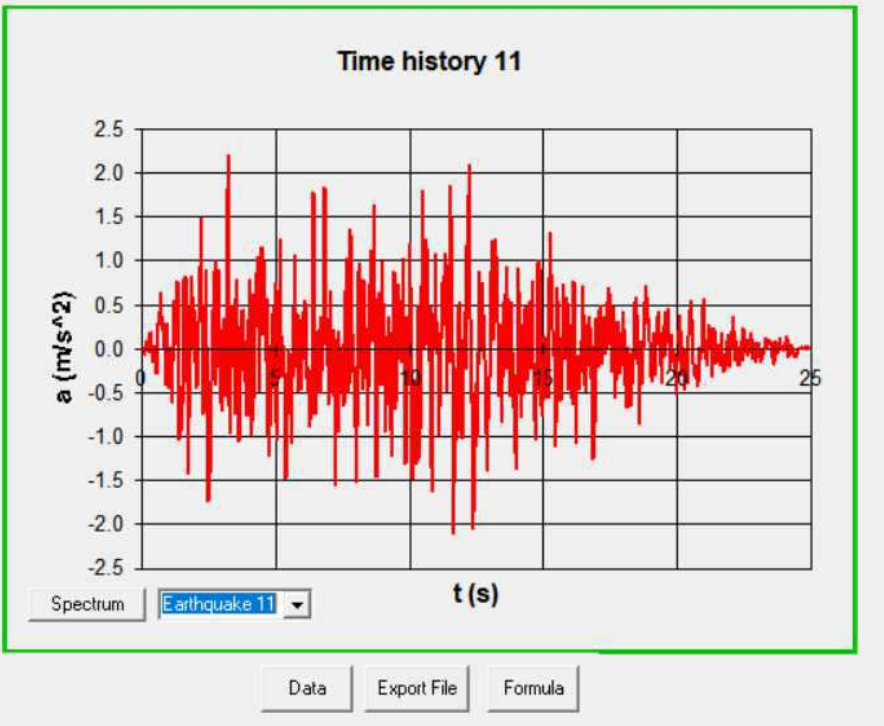


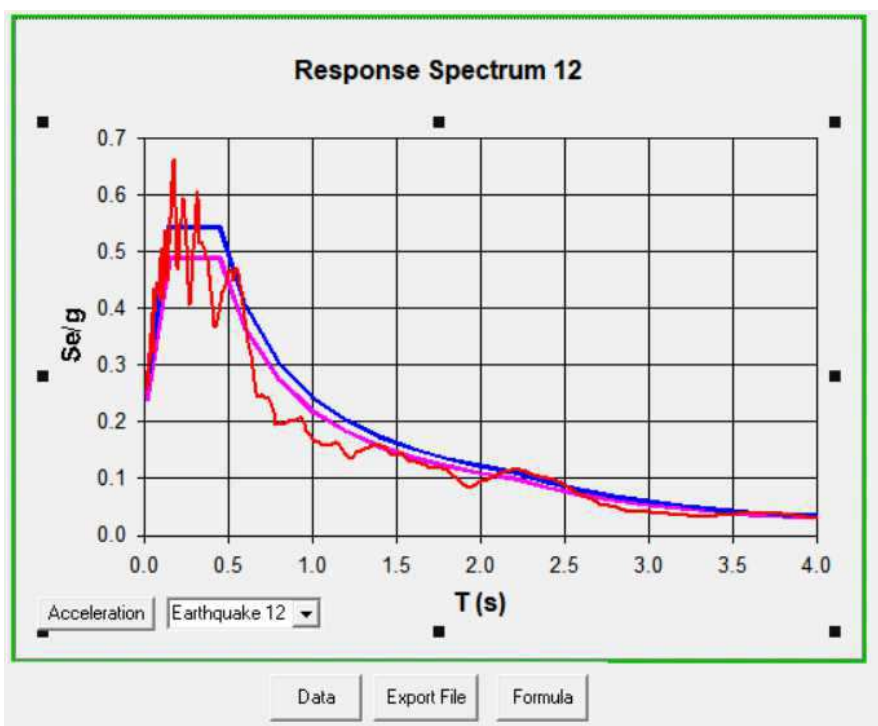
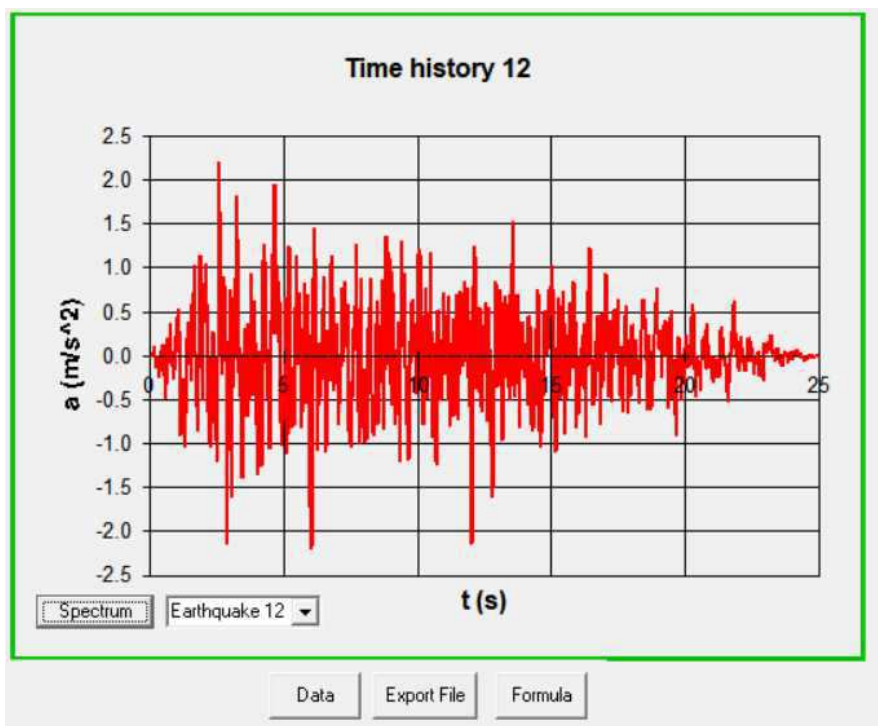


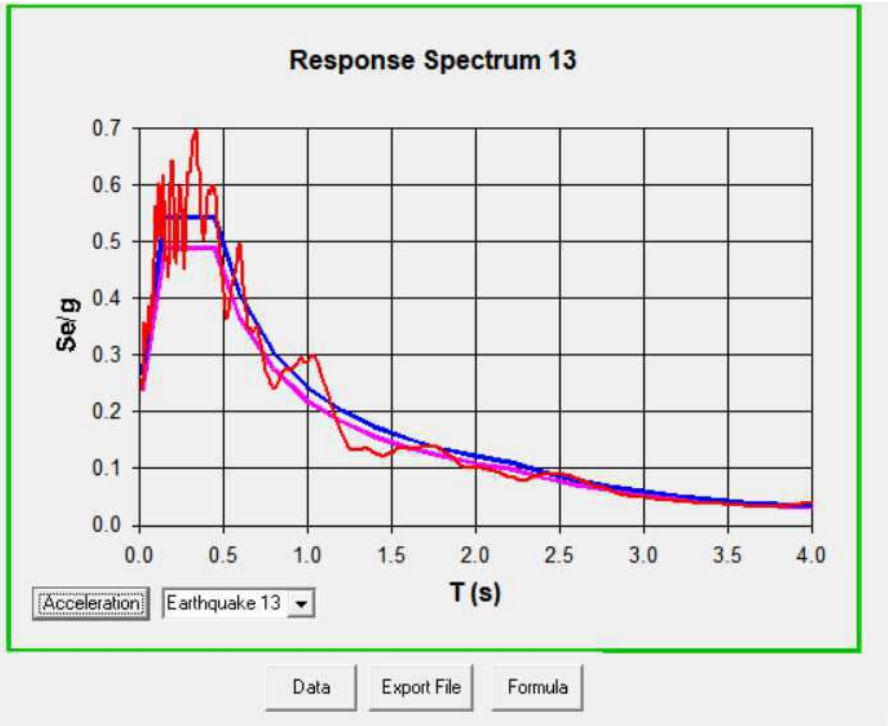
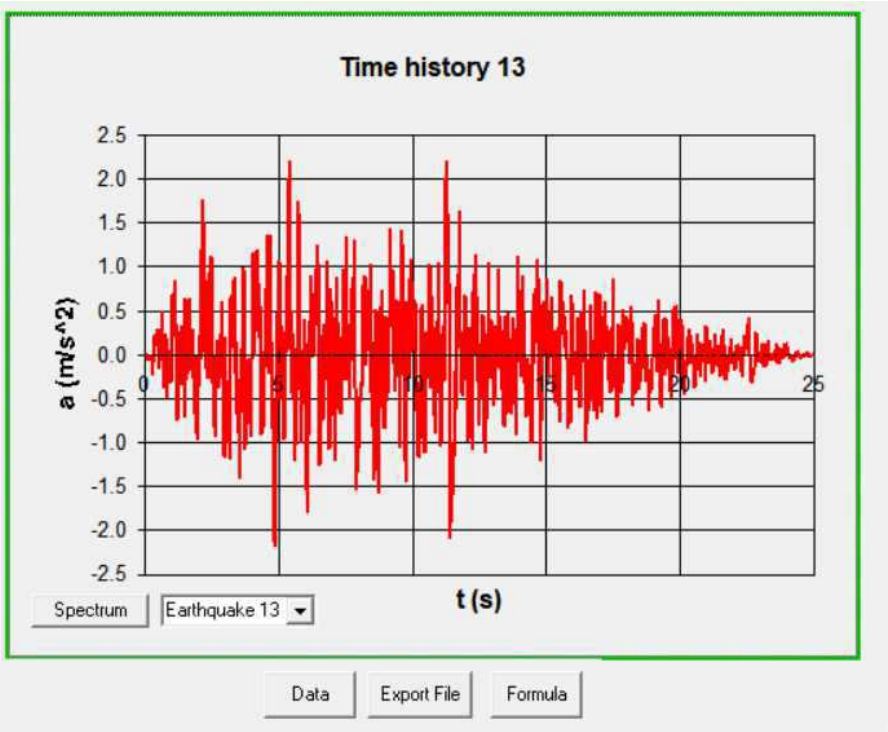












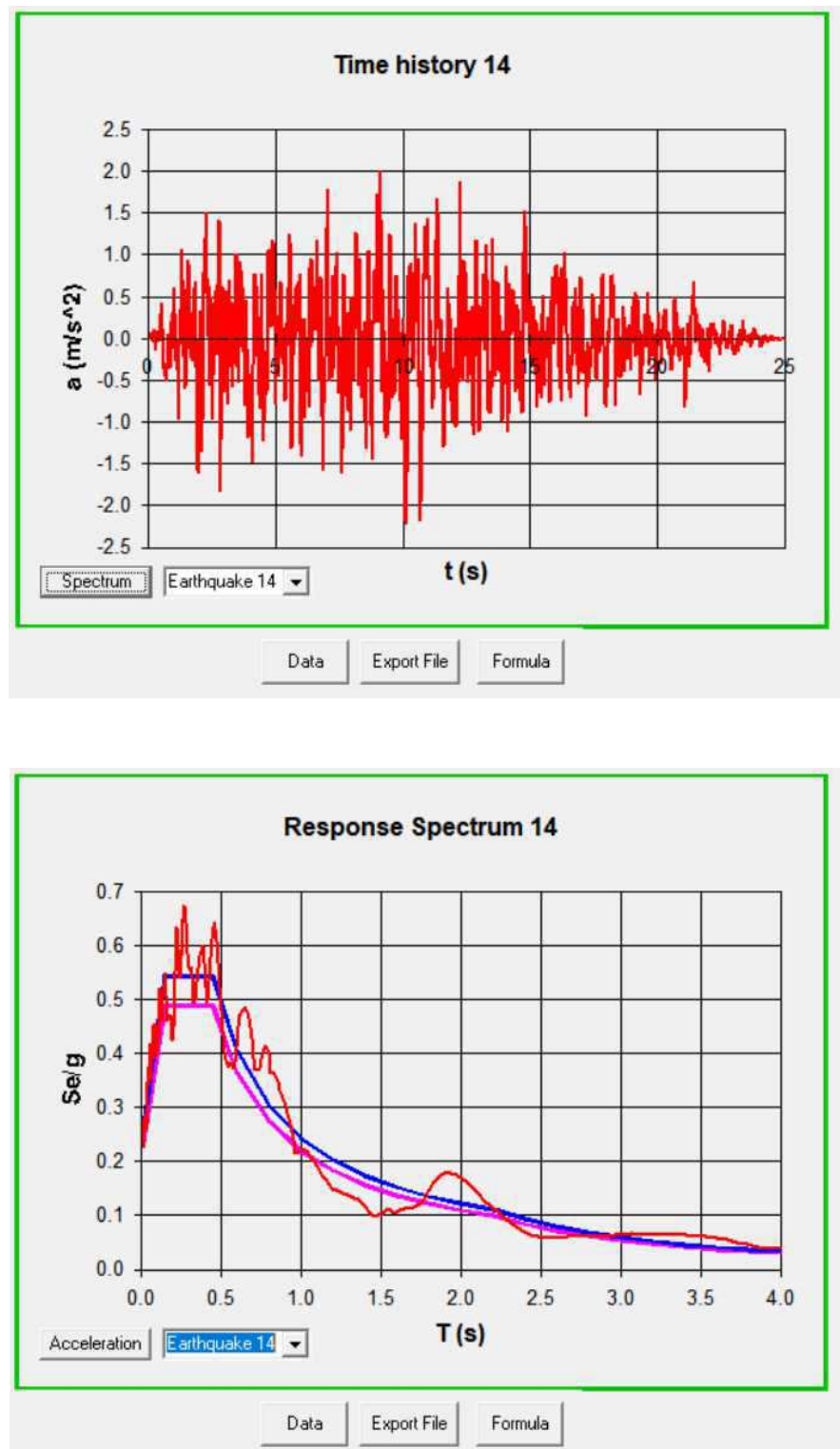


Fig.4 – Set di accelerogrammi spettro-compatibili generati

A8.2.3 - FATTORE DI STRUTTURA OTTENUTO DALLA DUTTILITÀ DELLE SEZIONI

Gli elementi più critici ai fini della duttilità strutturale sono i pilastri con sezione 40 x 27 cm. Di seguito se ne studia la duttilità in curvatura al fine di determinare il fattore di struttura massimo impiegabile per le verifiche degli elementi.

Geometria della sezione

$$b = 270 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

Passo delle staffe

$$s = 180 \text{ mm}$$

Dimensioni della sezione confinata

$$b_0 = 210 \text{ mm}$$

$$h_0 = 340 \text{ mm}$$

Caratteristiche dei materiali

$$R_{cm} = 13 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = f_{cm} = 0.83 R_{cm} = 10.8 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{cm} / \gamma_c / FC = 7,2 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 230 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / FC = 219 \text{ MPa}$$

Caratteristiche del calcestruzzo confinato

Le caratteristiche del calcestruzzo confinato, in accordo con EN 1992-1-1:2004 §3.1.9, sono ricavate come segue.

Efficienza del confinamento:

$$\alpha_n = 1 - (b_0^2 + h_0^2) / (3 \times b_0 \times h_0) = 0,254$$

$$\alpha_s = (1 - s/2/b_0) \times (1 - s/2/h_0) = 0,420$$

Rapporto fra volume di staffe e volume confinato:

$$\omega_{wd} = A_s \times (b_0 + h_0) / (b_0 \times h_0 \times s) = 0,00244$$

Rapporto di confinamento laterale

$$\sigma_2 / f_{ck} = 0.5 \alpha_s \alpha_n \omega_{wd} f_{yd} / f_{cd} = 0,00376$$

*Resistenza caratteristica confinata per $\sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$ (oppure $f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5 \sigma^2 / f_{ck})$ per $\sigma_2 > 0,05 f_{ck}$) **

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1 + 5 \sigma_2 / f_{ck}) = 11,0 \text{ MPa}$$

* Valore cautelativo rispetto a quello calcolato secondo la Circolare 2009:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1 + 3,7 (0,5 \alpha_s \alpha_n \omega_{wd} f_{yk} / (f_{cm} / FC))^{0.86}) = 11,1 \text{ MPa}$$

*Deformazioni del calcestruzzo confinato per lo schema parabola-rettangolo ***

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 = 0,208\%$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} = 0,425\%$$

** Valori cautelativi rispetto a quelli calcolati secondo la Circolare 2009:

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 = 0,208\%$$

$$\epsilon_{cu2,c} = 0,004 + 0,5 * (0,5 \alpha_s \alpha_n \omega_{wd} f_{yk} / f_{ck,c}) = 0,535\%$$

Duttilità in curvatura delle sezioni

I pilastri allo SLV hanno sforzi di compressione compresi fra:

$$P_{min} = 36 \text{ kN e } P_{max} = 338 \text{ kN.}$$

Di seguito si riportano i diagrammi momento-curvatura per diversi valori dello sforzo normale.

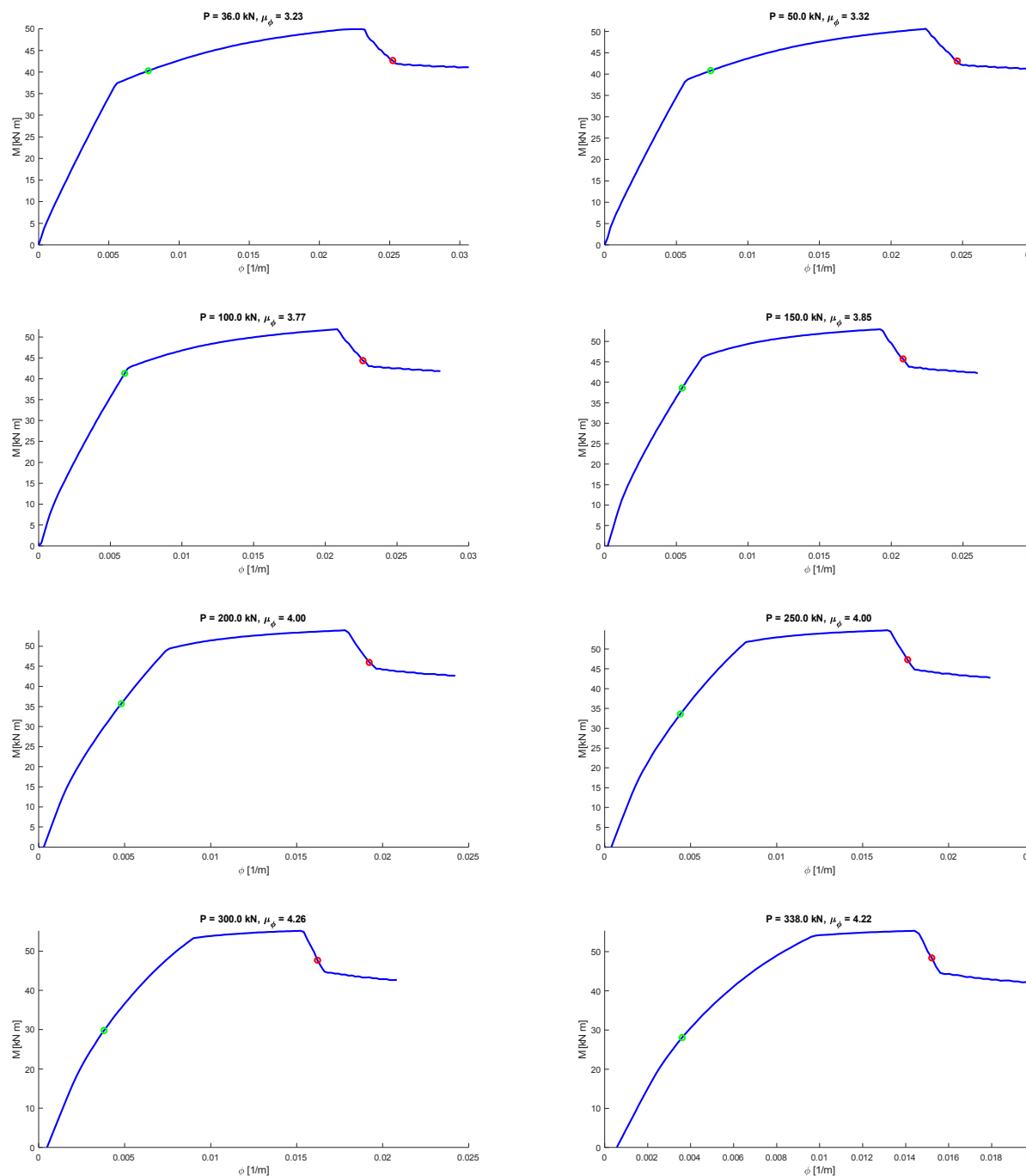
Direzione forte(trasversale X)

Fig.5 – Diagrammi momento-curvatura per diversi valori dello sforzo normale (da 36 kN a 338 kN) per pilastri 40x27 cm in direzione trasversale X

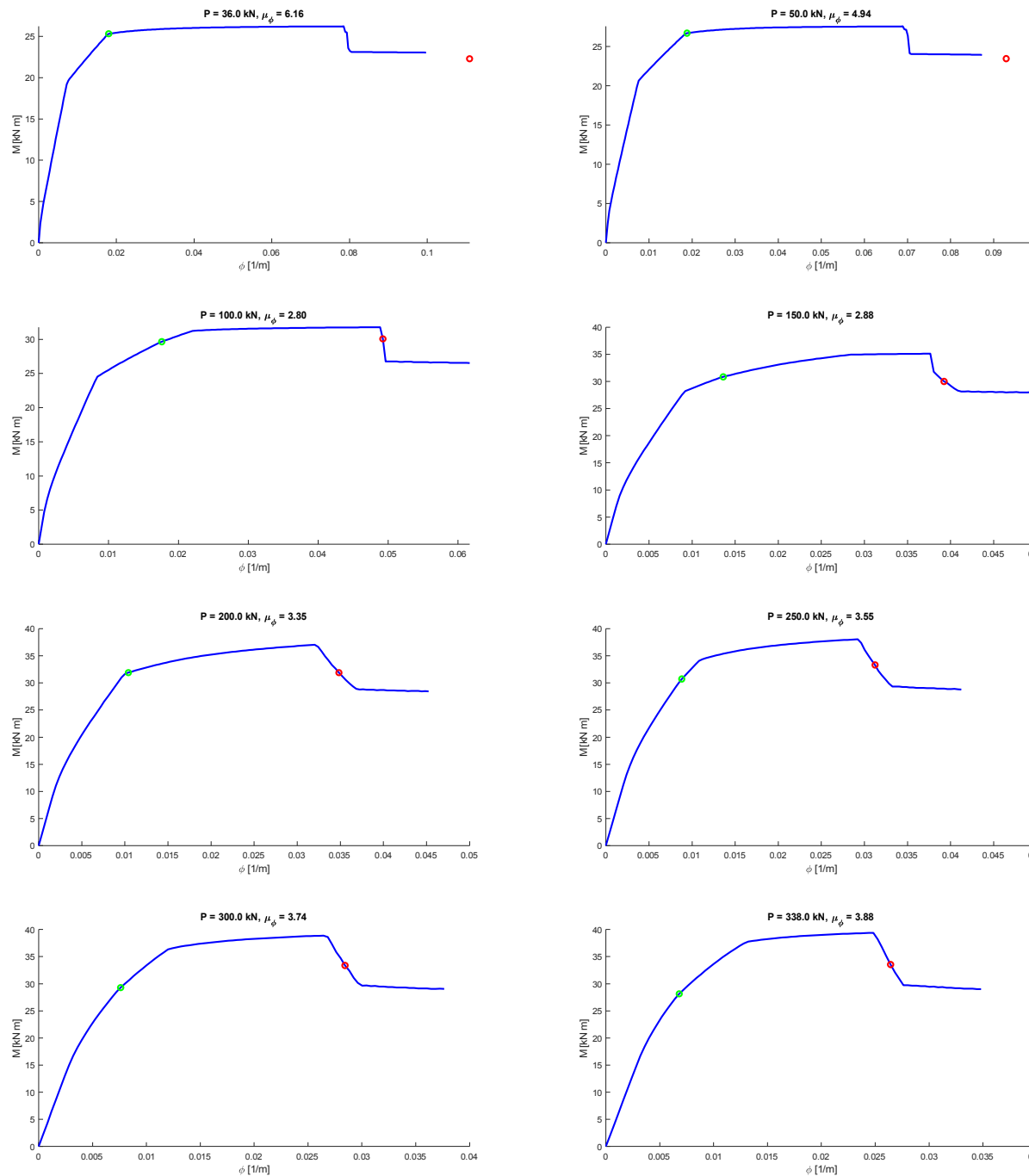
Direzione debole (longitudinale Y)

Fig.6 – Diagrammi momento-curvatura per diversi valori dello sforzo normale (da 36 kN a 338 kN) per pilastri 40x27 cm in direzione longitudinale Y

I valori minimi ottenuti sono:

$$\mu_x = 3,23$$

$$\mu_y = 2,80.$$

Relazione fra duttilità in curvatura e fattore di struttura

L'acciaio di armatura Aq42 ha un elevato rapporto fra tensione di rottura e tensione di snervamento *** ($f_t/f_y=1,83 > 1,15$) ed elevata deformazione percentuale corrispondente al picco di forza (20% > 7.5%), si può dunque valutare il fattore di struttura in accordo alle indicazioni dell'EC8 EN1998-1:2005 §5.2.3.4:

*** Verderame, G. M. Ricci, P. Esposito, M. & Sansiviero, F. C. (2011) "Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980". *Atti del XXVI Convegno Nazionale AICAP "Le prospettive di sviluppo delle opere in calcestruzzo strutturale nel terzo millennio"*, May, 19-21.

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42-50	50-60	60-70	/
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12

$$\mu = 2 q_0 - 1 \quad \text{per } T_1 \geq T_c$$

$$\mu = 1 + 2 (q_0 - 1) T_c / T_1 \quad \text{per } T_1 < T_c$$

Il primo modo è traslazionale lungo y con un periodo:

$$T_{1y} = 0,712 \text{ s}$$

Il primo modo traslazionale lungo x ha periodo:

$$T_{1x} = 0,296 \text{ s}$$

Considerando che

$$T_c = 0,452 \text{ s}$$

si ottiene per le due direzioni:

$$q_{0x} = (\mu_x - 1) / 2 \times T_{1x} / T_c + 1 = 1.73$$

$$q_{0y} = (\mu_y + 1) / 2 = 1.90$$

si adotta dunque il fattore di riduzione minore:

$$q_0 = 1.90$$

da cui, considerando il fattore di sovrarresistenza per strutture in c.a. intelaiate a più piani e più campate si ha:

$$q = 1.3 \cdot q_0 = 2,25.$$

Cautelativamente ed oltre ad aver effettuato la valutazione precedente con formule conservative, si è comunque scelto di utilizzare nelle verifiche un fattore di struttura non superiore a $q=2,2$.

A8.2.4 - ILLUSTRAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI PER L'ANALISI STRUTTURALE

Il calcolo delle sollecitazioni nelle varie membrature è stato condotto mediante elaboratore, facendo uso di un programma per l'analisi statica e dinamica, lineare e non lineare, di strutture tridimensionali con il metodo degli elementi finiti (Sap2000), la cui affidabilità è stata ampiamente testata e validata. In particolare si riportano i dati relativi al codice di calcolo utilizzato:

Sap2000 – v. 18

Prodotto e distribuito da: CSI Italia S.R.L.

Galleria San Marco n.4 – 33170 Pordenone.

A8.2.5 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello tridimensionale dell'edificio è stato realizzato a partire dal rilievo geometrico-strutturale eseguito. Dal punto di vista computazionale, oltre agli elementi strutturali riportati fedelmente nei modelli e descritti di seguito, sono stati inseriti altri elementi soltanto per esigenze di modellazione al fine di simulare determinati aspetti specifici locali (ad esempio sono state inserite delle travi fittizie "porta-carico" a livello del piano primo con l'unica funzione di trasmettere ai pilastri i carichi delle tramezzature interne di divisione aule-corridoi: per questo motivo le estremità delle travi sono state ipotizzate come semplici cerniere, in modo da trasmettere solo una reazione di taglio di estremità ai pilastri ma senza momento flettente; tali elementi "secondari" o fittizi

non saranno pertanto oggetto di verifica). In sintesi sono state assunte le seguenti scelte di modellazione:

- elementi “frame” per travi, pilastri e setti;
- elementi “frame” con rotazioni svincolate alle estremità (bielle) per pilastri di facciata;
- elementi “frame” con rotazioni svincolate alle estremità (bielle) per le travi “porta-carico” suddette;
- piano infinitamente rigido nel piano (constraint “diaphragm”) per i nodi dell’impalcato del piano primo (i solai del piano sottotetto saranno irrigiditi con il presente intervento; quelli del piano primo e della porzione di piano terra sono stati schematizzati come rigidi per il ritrovamento di una soletta superiore in calcestruzzo di 4 cm).

Si mettono in evidenza le seguenti particolarità di modellazione:

- elementi “frame” per pilastri incamiciati: i pilastri P6 e P7, sono stati modellati tenendo conto della maggiore rigidità introdotta dall’incamiciatura $R_{ck} = 450 \text{ daN/cm}^2$, cui corrisponde un modulo elastico $E = 34.5 \text{ GPa}$ (in relazione al precedente intervento di rinforzo del 2014). Il rapporto fra moduli elastici è di 1.45, dunque si applica un fattore correttivo sulle aree e sui momenti di inerzia pari rispettivamente a:

Area esistente = $27 \times 40 = 1080 \text{ cm}^2$

Area finale = $39 \times 52 = 2028 \text{ cm}^2$

Area camicia = $2028 - 1080 = 948 \text{ cm}^2$

Fattore aree = $(1080 \times 1 + 948 \times 1.45) / 2028 = 1.21$

Inerzia x esistente = $27^3 \times 40 / 12 = 65610 \text{ cm}^4$

Inerzia x finale = 257049 cm^4

Inerzia x camicia = 191439 cm^4

Fattore inerzia x = 1.34

Inerzia y esistente = $27 \times 40^3 / 12 = 144000 \text{ cm}^4$

Inerzia y finale = 456976 cm^4

Inerzia y camicia = 312976 cm^4

Fattore inerzia y = 1.1

Fattore torsione = 1.32.

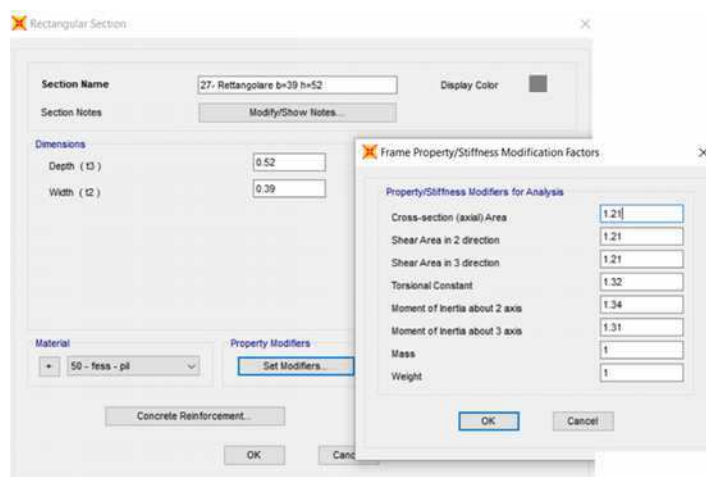


Fig.7 – Assegnazioni delle proprietà della sezione per pilastri incamiciati

- elementi “frame” per diagonali di controvento in copertura: realizzati con struttura a tondini in acciaio, tali elementi sono pensati per lavorare solo a trazione. L’instabilizzazione a compressione è modellata nelle analisi non lineari imponendo una forza limite a compressione nulla.

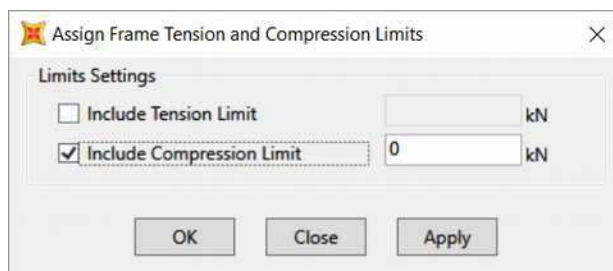


Fig.8 – Assegnazioni delle proprietà della sezione per aste diagonali del controvento di copertura

- elementi “Nnlink” (molla *Multilinear elastic* e smorzatore *Damper-Exponential* agenti in parallelo) per simulare i dispositivi dissipativi posti in coppia su ogni controvento. In particolare sono stati assegnati i seguenti valori coerentemente con il tipo di dispositivo adottato (si allega relativa scheda tecnica):

Damper-Exponential:

damping coefficient $c = 107,34 \text{ kN(s/m)}^\alpha$;

damping exponent $\alpha = 0,15$.

Multilinear elastic:

effective stiffness $k = 1550 \text{ kN/m}$.

Il tipo di dispositivo adottato in progetto prevede funzionamento bilatero (capacità di dissipare energia sismica in entrambi i versi della direzione considerata +X e -X, +Y e -Y). Tali dispositivi sono posti in opera a coppia su ciascun controvento metallico, e vengono regolati a metà della loro corsa utile e pressurizzati ad uno specifico livello di forza (precarico), in modo da permettere il ricentraggio dopo l'evento sismico.

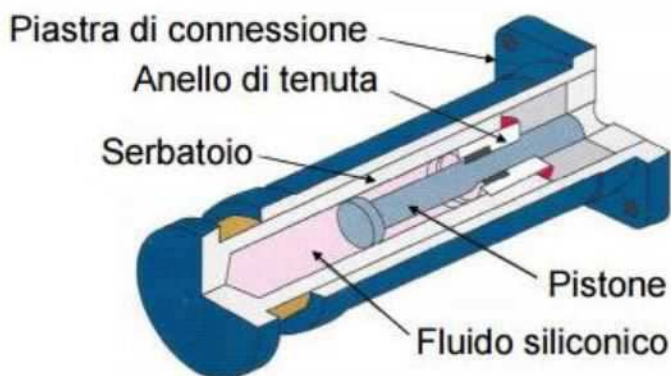


Fig.9 – Struttura del dispositivo dissipativo tipo

Il modello per le analisi dinamiche non lineari è stato considerato con travi di fondazione su suolo elastico alla Winkler con coefficiente $k_s = 5 \text{ kg/cm}^3$ (determinato in condizioni statiche. In condizioni dinamiche la risposta del terreno non include gli effetti a lungo termine, pertanto la costante di Winkler dovrebbe essere conseguentemente aumentata. A favore di sicurezza per le verifiche delle travi di fondazione, si utilizza il valore statico anche per la modellazione sismica).

Lo smorzamento strutturale è assunto pari al 5% di quello critico. Nelle analisi nel dominio di frequenza e in quelle nel dominio del tempo nello spazio modale tale valore viene assegnato direttamente a ciascun modo. Nel dominio del tempo nello spazio dei gradi di libertà fisici si adotta invece il modello di Rayleigh con matrice di smorzamento combinazione lineare di quella delle masse e delle rigidità.

Dal punto di vista dei carichi applicati:

- i carichi dei solai e della nuova copertura (peso proprio, carichi permanenti e accidentali) sono stati applicati direttamente sulle travi principali di ogni piano in funzione delle relative luci di influenza dei rispettivi campi di solaio;
- i pesi propri degli elementi strutturali vengono generati automaticamente dal programma di calcolo;
- sono stati assegnati carichi uniformemente distribuiti lineari alle singole travi per simulare la presenza delle tramezzature interne, dei tamponamenti perimetrali e delle gronde di copertura.

Anche le caratteristiche dei materiali sono state assunte nei modelli coerentemente con quelle riportate nelle suddette relazioni. Per le presenti analisi i moduli di elasticità del calcestruzzo esistente sono stati ridotti, per tenere conto delle “condizioni fessurate”, del 50% per le travi e del 25% per i pilastri.

Nelle verifiche svolte, il livello di conoscenza raggiunto con le indagini effettuate permette di considerare in generale un livello LC3 da cui discende un fattore di confidenza pari ad 1 (salvo diversamente specificato nelle verifiche con LC2 ed un fattore di confidenza pari ad 1,2).

Per le verifiche di resistenza, condotte dal post-processor del medesimo software utilizzato, si è adottato il metodo semiprobabilistico agli stati limite seguendo le prescrizioni imposte dalle normative vigenti.

Si riporta di seguito una serie di immagini del modello tridimensionale analizzato.

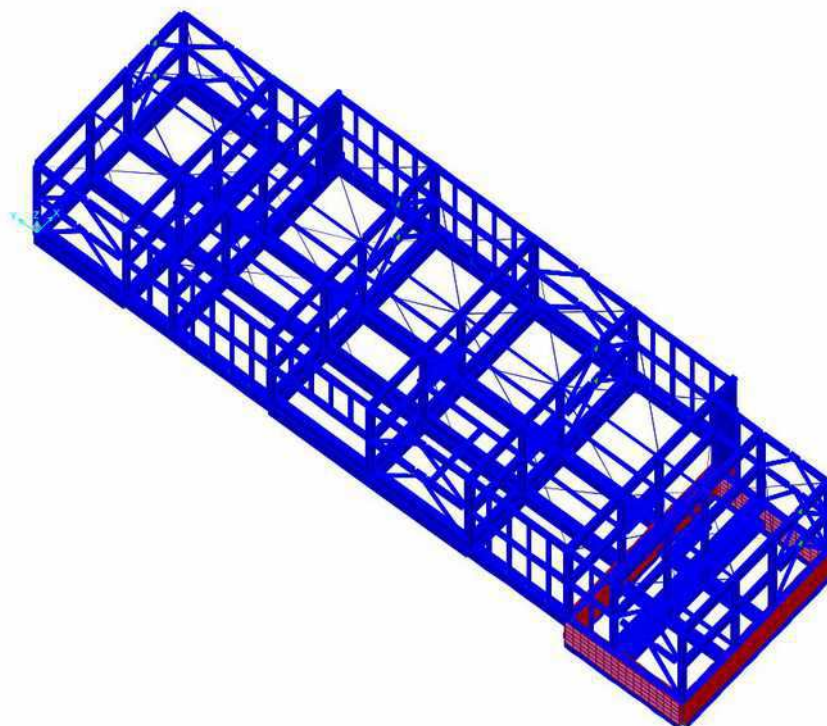


Fig. 10 – Modello FEM

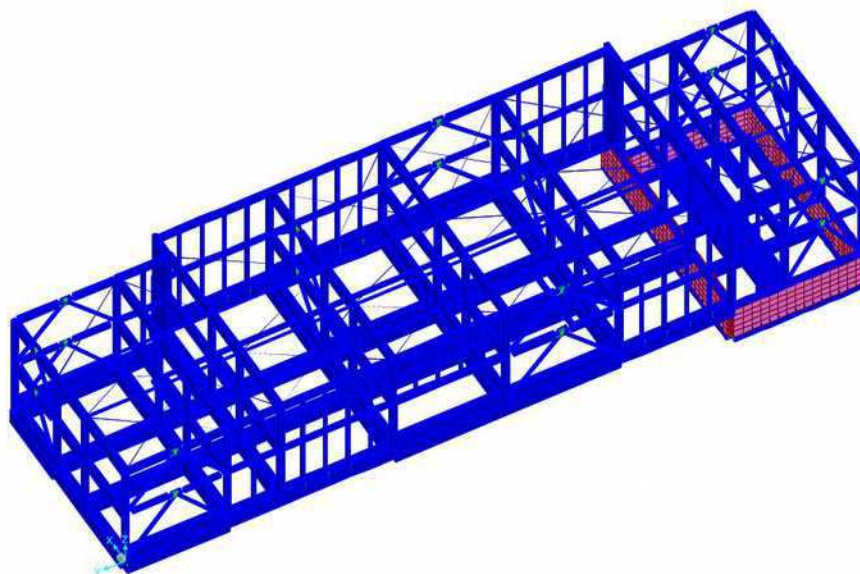


Fig. 11 – Modello FEM

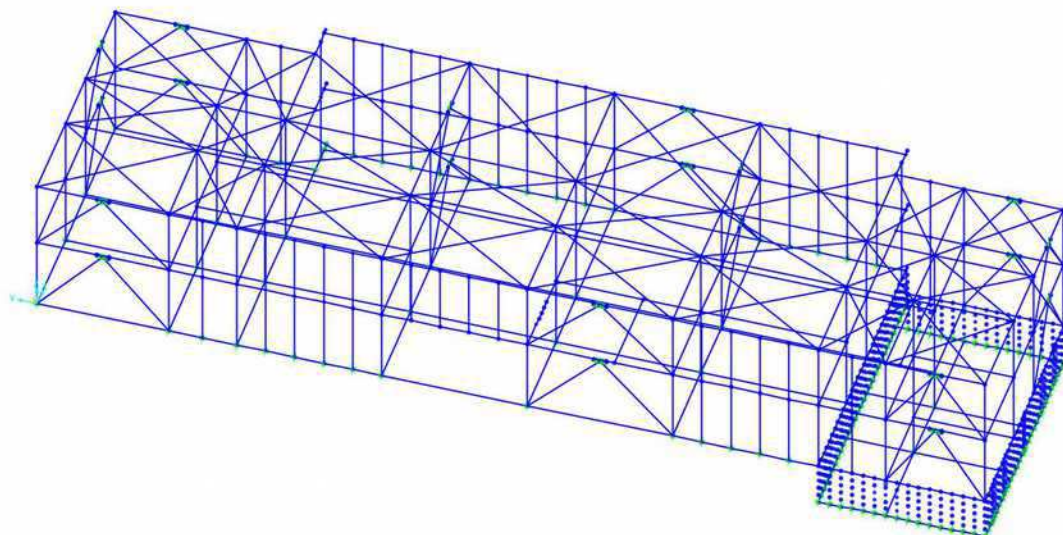


Fig. 12 – Modello FEM

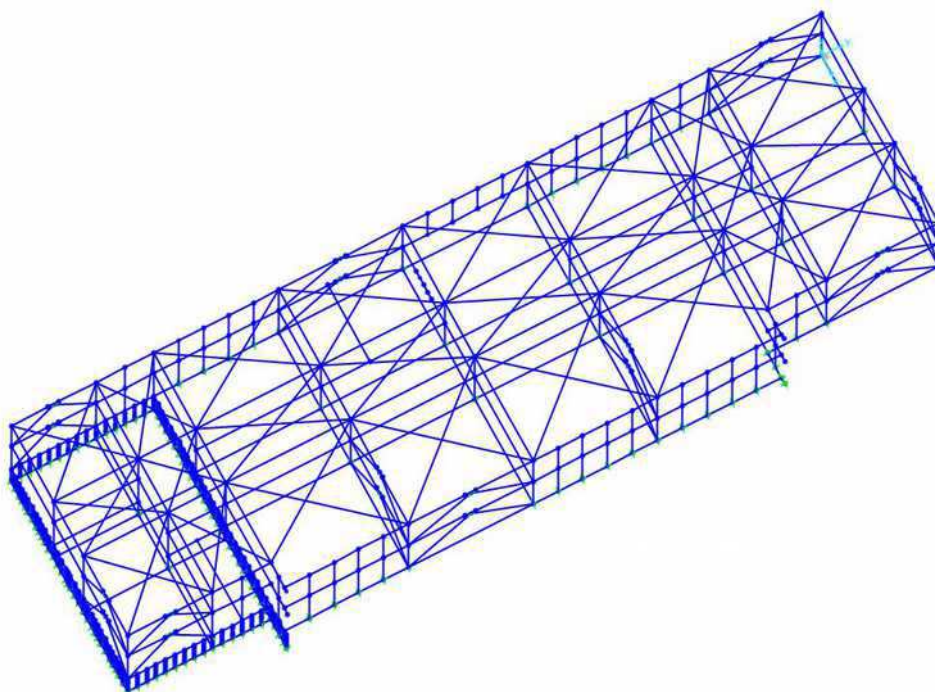


Fig. 13 – Modello FEM

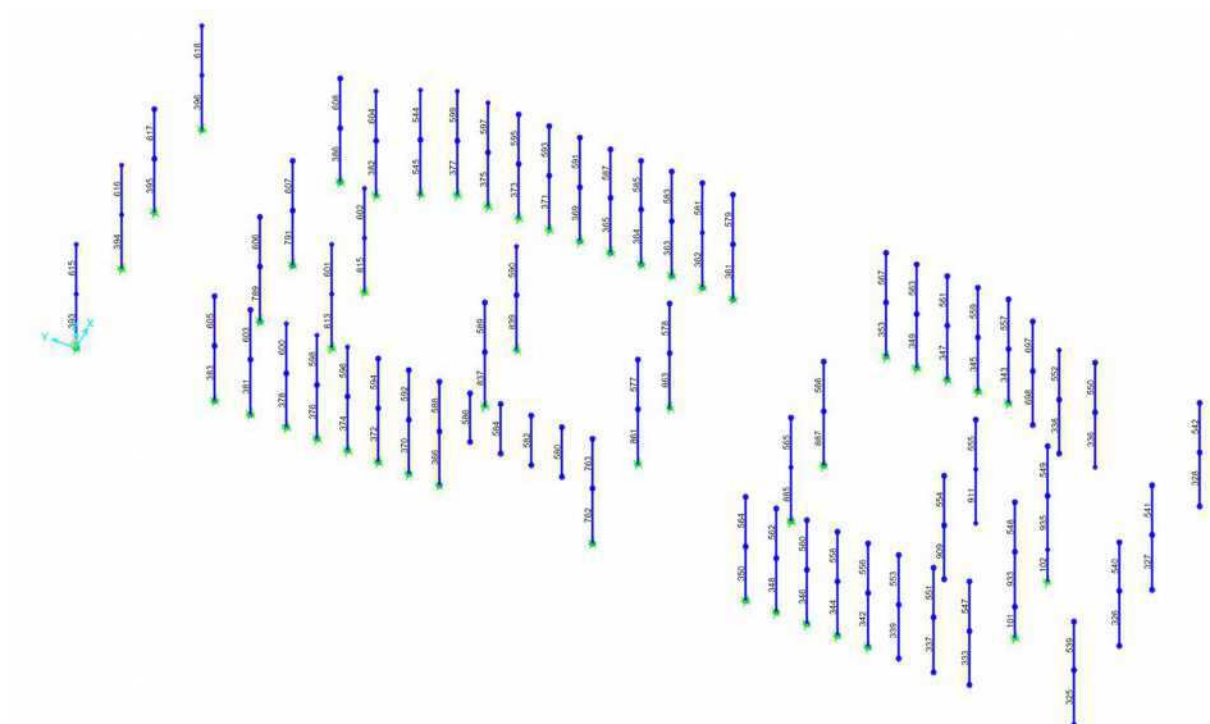


Fig.14 – Numerazioni frame dei pilastri

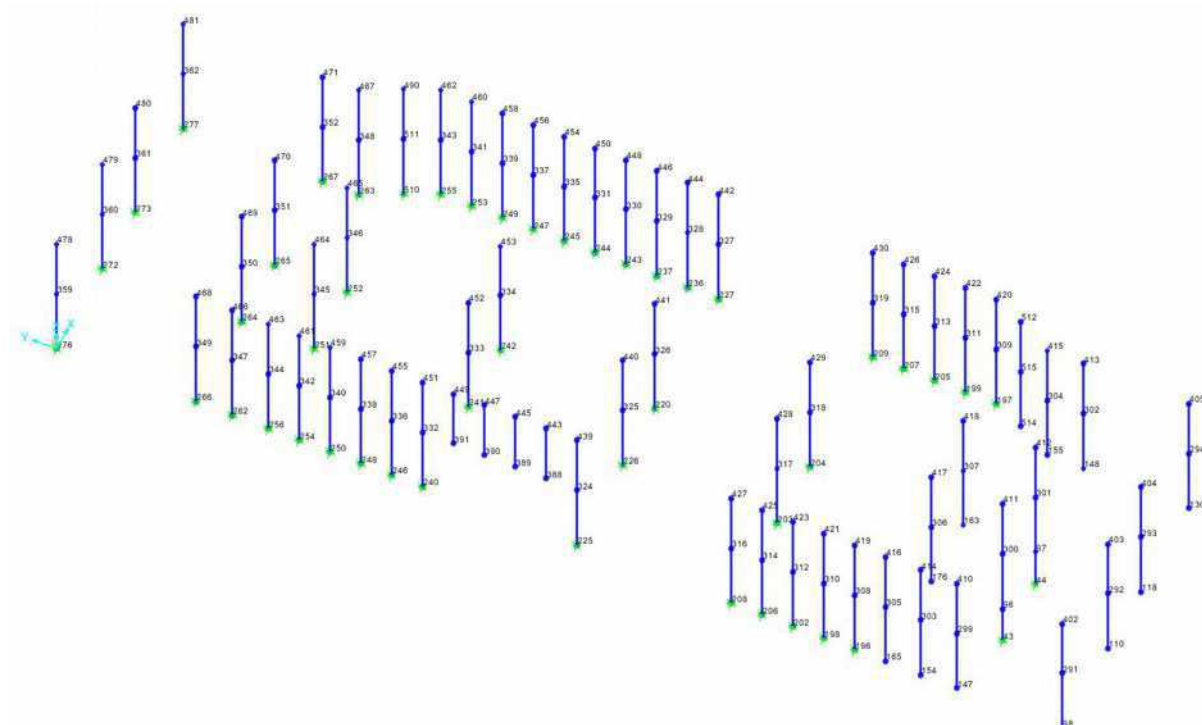


Fig.15 – Numerazioni joint dei pilastri

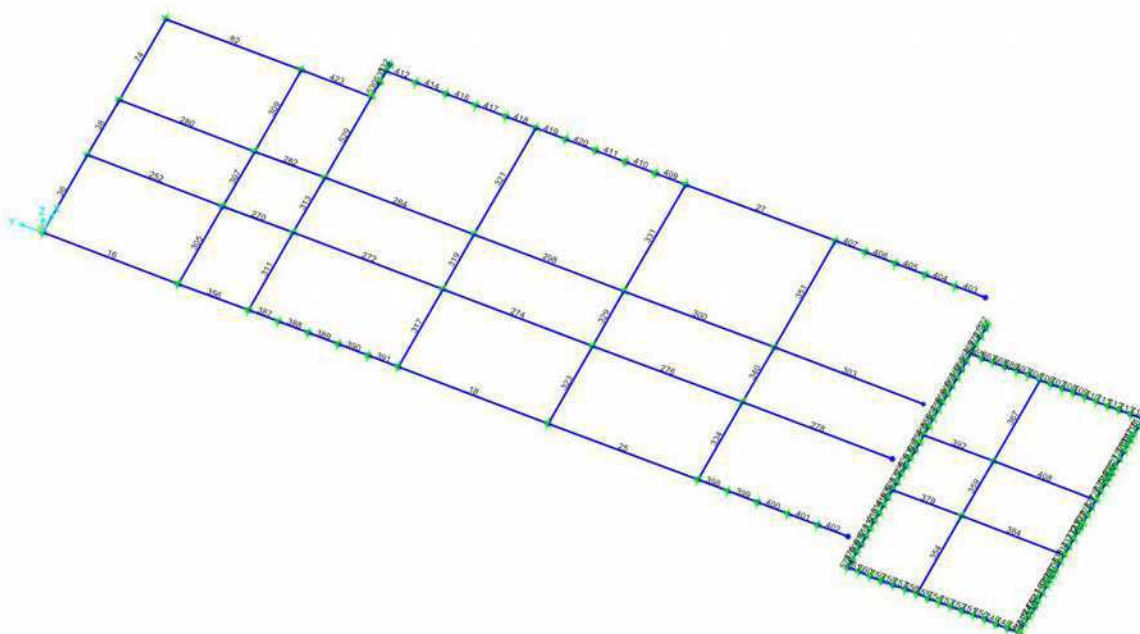


Fig.16 – Numerazioni frame delle travi di fondazione

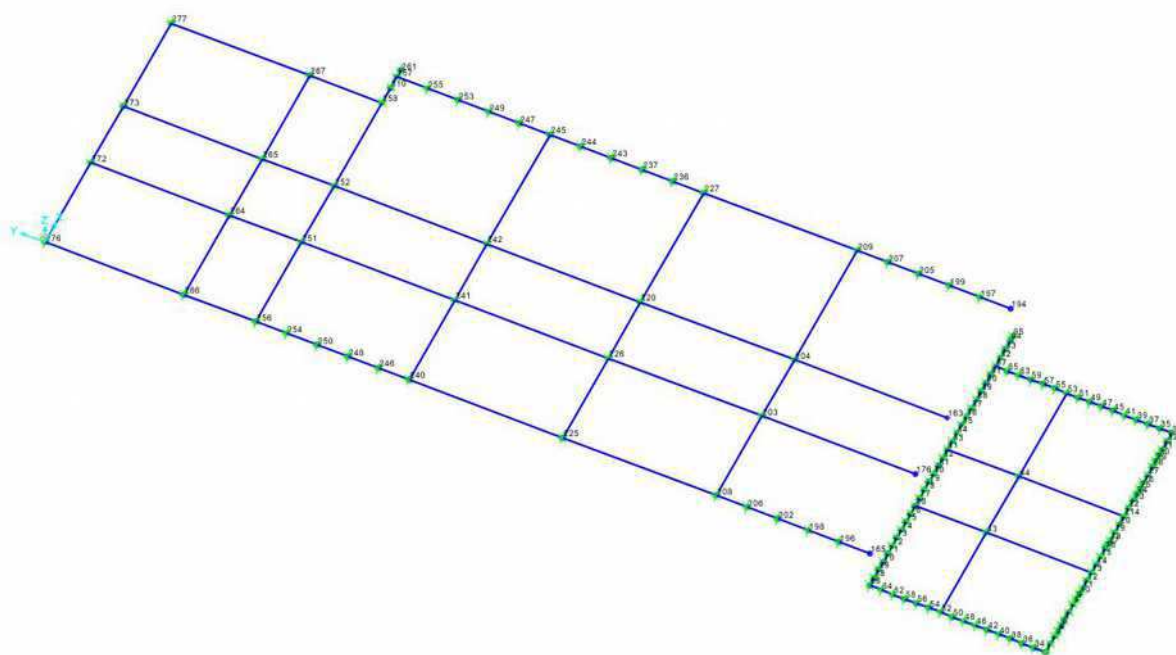


Fig.17 – Numerazioni joint delle travi di fondazione

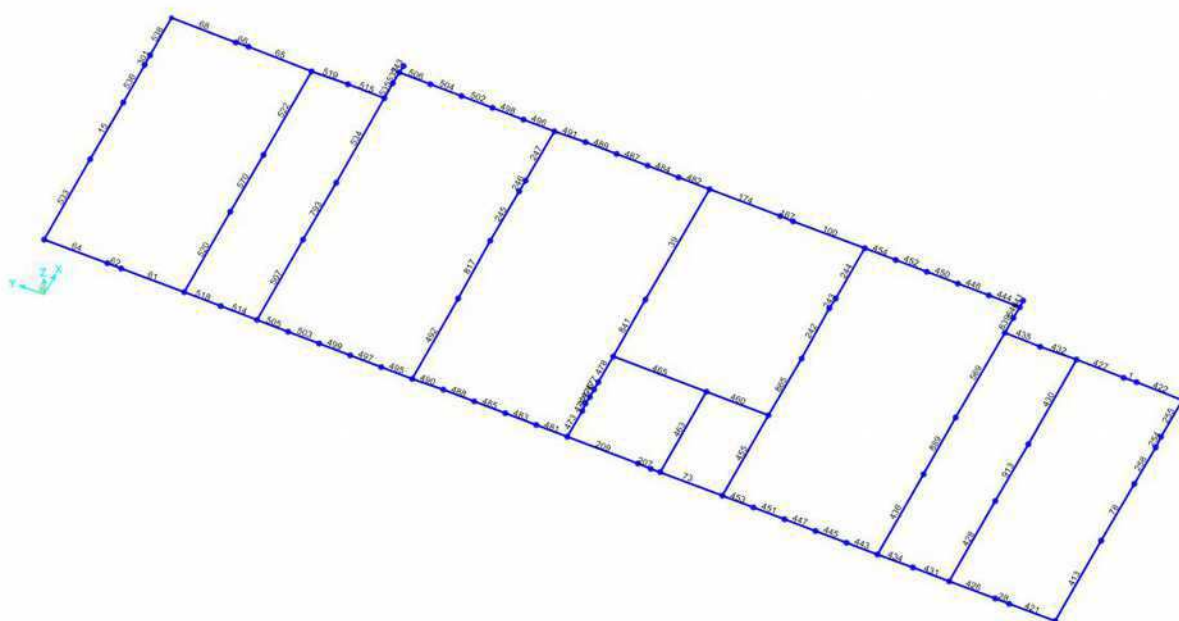


Fig.18 – Numerazioni frame delle travi del piano primo

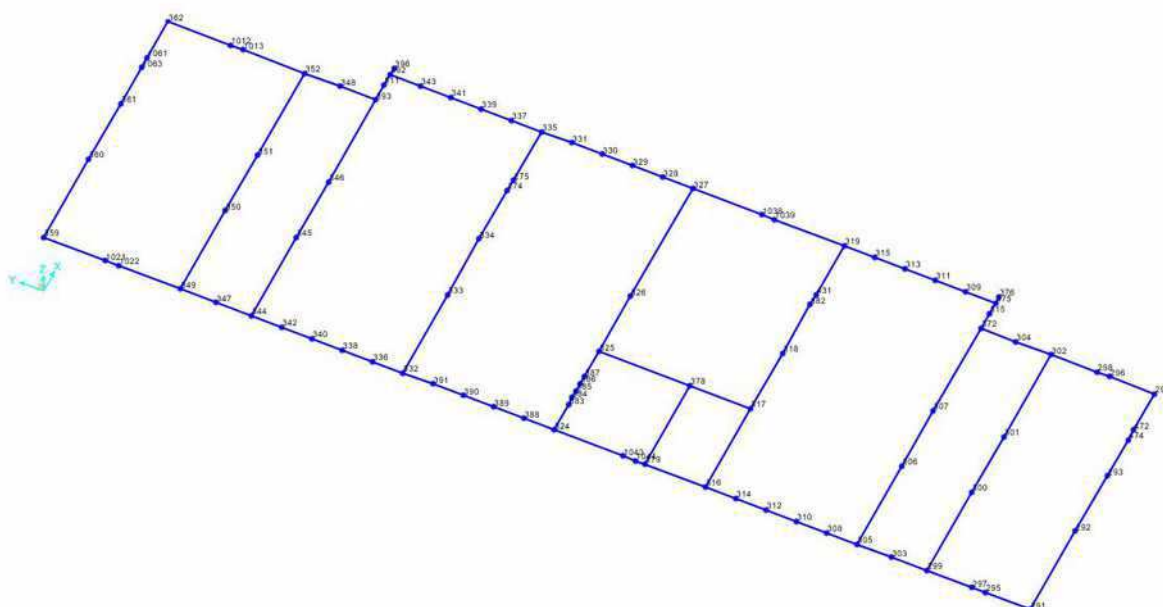


Fig.19 – Numerazioni joint delle travi del piano primo

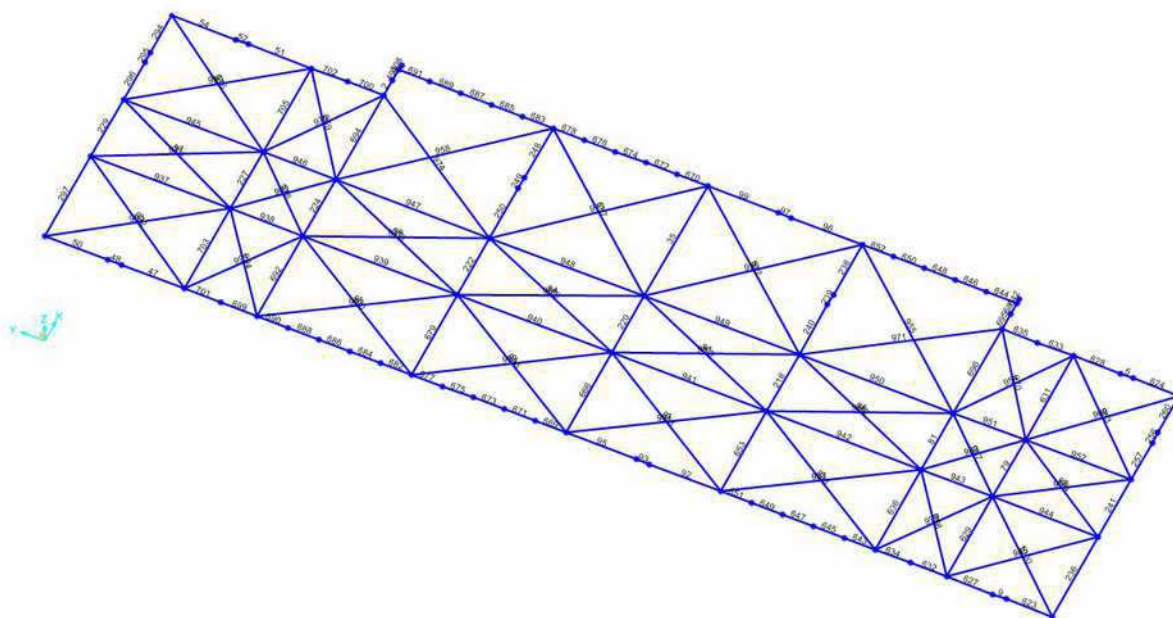


Fig.20 – Numerazioni frame delle travi del piano sottotetto e controvento metallico

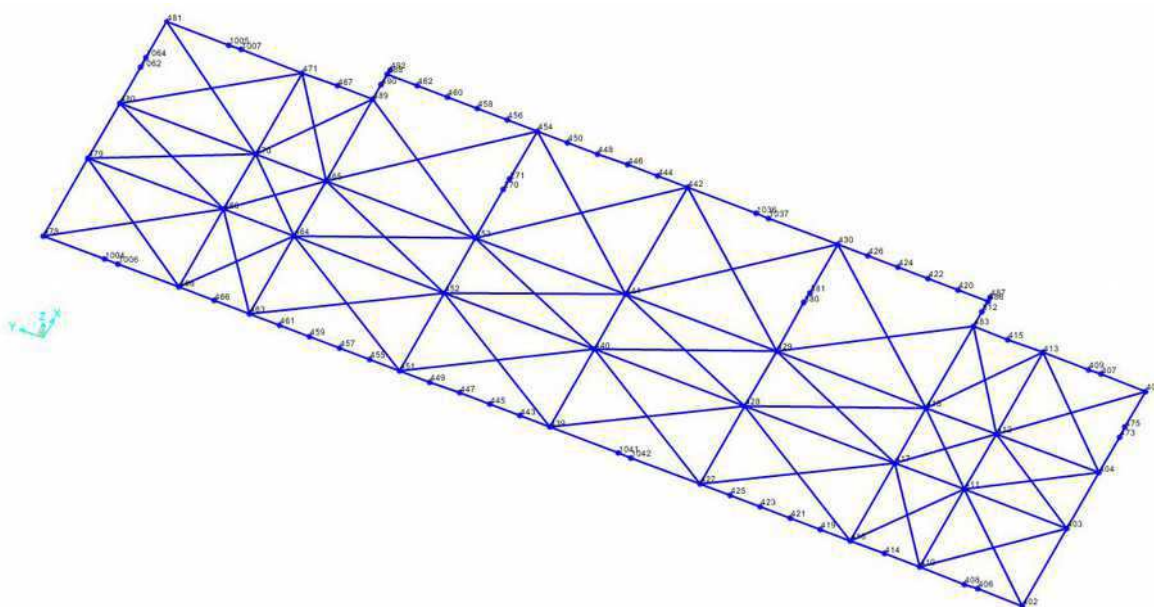


Fig.21 – Numerazioni joint delle travi del piano sottotetto e controvento metallico

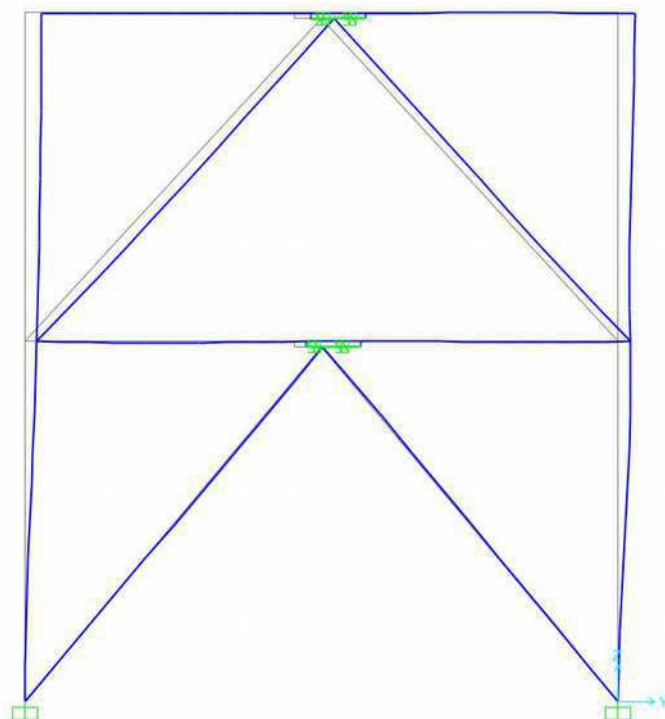


Fig.22 – Particolare della modellazione del generico controvento con coppia di dispositivi dissipativi (deformata durante oscillazione sismica)

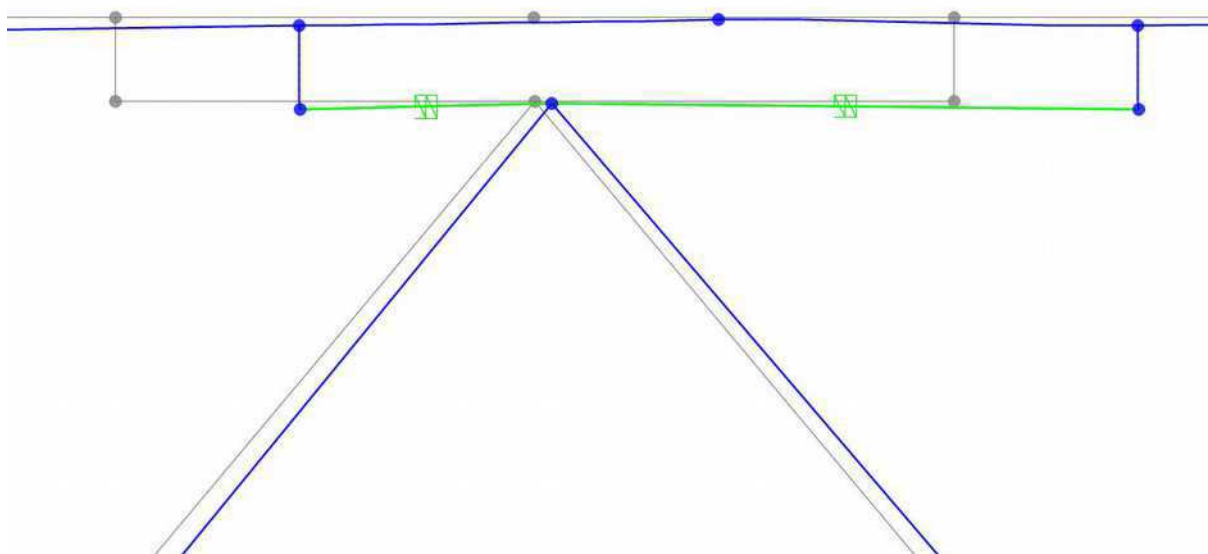


Fig.23 – Particolare della modellazione dei dispositivi dissipativi (deformata durante oscillazione sismica)

A8.3 - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA NELLO STATO DI PROGETTO (MIGLIORAMENTO SISMICO)

A8.3.1 - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA NELLO STATO ATTUALE

Per la valutazione della sicurezza nello stato attuale (pre-intervento) si fa riferimento alla relazione tecnica allegata alle verifiche dello stato attuale depositate in data 29/03/2013 e successive integrazioni in data 05/06/2014. Si riporta di seguito le conclusioni relative alle suddette verifiche ed il calcolo dell'indice di rischio nello stato attuale:

“Nel caso di analisi di tipo lineare (statica o dinamica) con fattore di struttura q lo stato limite ultimo richiesto viene raggiunto in corrispondenza del primo elemento/meccanismo duttile e/o fragile per il quale la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta (di una quantità pari a q per gli elementi/meccanismi duttili mentre di una quantità pari a $q=1,5$ per gli elementi/meccanismi fragili) sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Nel caso presente, per le ragioni già descritte nei capitoli precedenti, si è adottato $q=1,5$ sia per gli elementi/meccanismi duttili che per quelli fragili.

La valutazione della sicurezza viene condotta in generale con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV). Essa deve essere finalizzata alla determinazione dell'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di carico di progetto, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC 2008, definiti dai coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali.

Da un punto di vista operativo la valutazione della sicurezza consiste nei seguenti passaggi:

1. determinazione della **“domanda”**, espressa in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento:

- nel caso di un edificio scolastico o pubblico rilevante (classe d'uso III), la domanda è esprimibile nel seguente modo: $TR,D = -VR/\ln(1-0.1) = 9.49 \cdot VR = 9.49 \cdot 1.5 \cdot 50 = 712$ anni;

2. determinazione della **“capacità”** sismica dell'edificio, espressa in termini di periodo di ritorno (TR,C) dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo considerato:

- nel caso presente data la non completa verifica già per soli carichi verticali della struttura si assume convenzionalmente una $PGA < 0,27 a_g$ che rappresenta la soglia, per lo stato limite di salvaguardia della vita, del tempo di ritorno pari 30 anni, il minimo contemplato dalle vigenti norme.

[...]

3. definizione dell'indice di rischio come rapporto tra capacità/domanda $RCD = (TR,C/TR,D)^a$ (con $a=0.41$):

nel caso presente, prendendo i minimi periodi di ritorno, si ha allo SLV:

$$RCD < (30/712)^{0.41} = 0,27''.$$

A8.3.2 - DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO

Gli interventi di **miglioramento sismico** in progetto riguardano in particolare:

A) “separazione dell'Atrio di ingresso dalla Scuola primaria e successiva demolizione e ricostruzione di nuovo Atrio e pensilina esterna”: la soluzione progettuale prevede di regolarizzare la forma irregolare, sia in pianta che in elevazione, dell'attuale aggregato strutturale attraverso l'inserimento di un giunto di separazione tra la Scuola primaria e l'Atrio di ingresso. Operativamente si procederà previo adeguato puntellamento, al taglio delle strutture orizzontali esistenti di connessione tra i due corpi di fabbrica in corrispondenza dei pilastri P17, P23 e P29. Successivamente verrà demolito l'intero Atrio di ingresso fino alla quota di estradosso delle attuali travi di fondazione e verrà ricostruita una nuova struttura indipendente in carpenteria metallica con telai di colonne scatolari e travi ad un solo piano fuori terra e di volumetria minore rispetto a quella esistente (con funzione di nuovo ingresso e di atrio di collegamento tra la Scuola media e la Scuola primaria). Rispetto alla Scuola primaria sarà interposto un giunto tecnico di circa 10 cm, rispetto alla scuola media di circa 20 cm (come quello attuale). Per le verifiche del nuovo Atrio di ingresso si rimanda ai capitoli seguenti;

B) “interventi di consolidamento statico (2° stralcio)”: l'obiettivo è quello di eliminare alcune residue carenze strutturali non trattate nel 1° stralcio degli interventi di consolidamento statico attraverso una serie di interventi sui singoli elementi strutturali, tra cui:

1) rinforzo a flessione e taglio di alcune travi di fondazione (quelle interessate dal montaggio dei controventi dissipativi ed altre nella zona centrale dell'edificio, oltre alla fondazione della parete P36) attraverso ringrosso della sezione resistente;

2) rinforzo a presso-flessione di pilastri in c.a. mediante ringrosso della sezione resistente (P11, P17, P33 al piano terra e P11, P17, P20, P26, P32, P33 al piano primo);

3) rinforzo a presso-flessione di pilastri in c.a. mediante incamiciatura in acciaio (P25 al piano primo);

4) rinforzi di pareti in c.a. mediante incamiciatura in conglomerato cementizio armato (P14 e P36 al piano terra);

5) rinforzo statico a flessione e taglio mediante inserimento di architravi in profili metallici posizionate all'intradosso della travata centrale in conglomerato cementizio armato, formata da tre campate, in corrispondenza del soffitto del vano interrato (tra i pilastri P5, P6, P7 e P8);

6) rinforzo statico a taglio mediante inserimento di architravi in profili metallici posizionate all'intradosso della campata centrale delle sette travate principali in conglomerato cementizio armato, in corrispondenza del soffitto del corridoio del piano terra (tra le coppie di pilastri P6-P7, P12-P13, P18-P19, P24-P25, P30-P31, P34-P35 e P38-P39);

7) rinforzo statico a taglio mediante fasciature "ad U" con nastri in materiale composito FRP applicati sulle parti ricalate, al di sotto del solaio del piano primo, della campata laterale di maggior luce, rispetto al corridoio, appartenenti alle tre travate principali in conglomerato cementizio armato (tra le coppie di pilastri P19-P20, P25-P26, P31-P32).

8) inserimento di profili angolari metallici in corrispondenza degli appoggi sulle travi principali dei 4 solai di maggiore luce del piano sottotetto (campi di solaio centrali della Scuola primaria), al fine di ridurre la lunghezza libera del travetto di solaio ed aumentare il grado di vincolo alle estremità;

C) "sostituzione della copertura pesante esistente con nuova copertura leggera metallica": la soluzione progettuale prevede di demolire completamente la copertura esistente pesante in latero-cemento a falde inclinate, oltretutto mal vincolata alle murature trasversali del sottotetto, compresa la gronda piana in c.a. perimetrale, e di ricostruire una nuova copertura (ed una nuova gronda) leggera in profili metallici e pannelli in lamiera coibentata, con riduzione delle altezze (e conseguente alleggerimento) delle murature del sottotetto. Su queste ultime, sagomate con le nuove pendenze, saranno gettati in opera i nuovi cordoli in conglomerato cementizio armato per l'alloggiamento dei profili metallici portanti il manto di copertura. Lungo tutto il perimetro del piano sottotetto saranno rialzate le travi perimetrali mediante aumento di sezione in conglomerato cementizio armato, ed a queste ultime sarà collegata la nuova gronda metallica.

D) "inserimento di controventi dissipativi con dispositivi fluido-viscosi a comportamento isteretico fortemente smorzanti tipo "D2S - Dyna Shock System SAS – BA5A-105 Fa": la soluzione progettuale prevede di inserire nella maglia strutturale dell'edificio, nelle due direzioni principali e ai due piani, una serie di controventi metallici con nodi ad elevata dissipazione concentrata al fine di ridurre l'energia del sisma in ingresso, senza apportare significativi aumenti di rigidità al sistema. Tale scelta progettuale è stata positivamente confermata nei diversi incontri svolti dal sottoscritto presso la Facoltà di Ingegneria di Firenze con la gentilissima consulenza offerta dalla Prof.ssa Ing. G. Terenzi (esperta in tecniche di dissipazione supplementare di energia) e del Prof. Ing. S. Sorace (uno dei massimi esperti di queste tecnologie innovative). Contestualmente all'inserimento dei controventi dissipativi, per permettere una migliore ripartizione delle azioni sismiche ai vari elementi ed una maggiore efficacia dei controventi dissipativi stessi, si procederà all'inserimento di croci orizzontali in tondini metallici a livello di estradosso del solaio di sottotetto. Sulla base di quanto sopra, è possibile incrementare l'indice di rischio calcolato allo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) fino al valore indicato nelle Direttive Regionali ed al quale deve essere fatto necessariamente riferimento per l'ammissione a finanziamento degli interventi. In particolare è stato studiato l'inserimento nella struttura esistente in conglomerato cementizio armato di una configurazione di rinforzi mediante 10 controventi dissipativi per piano (4 in direzione trasversale e 6 in direzione longitudinale), ciascuno funzionante con una coppia interna di dispositivi fluido-viscosi a comportamento isteretico fortemente smorzanti precaricati e posizionati in opera a metà corsa. I controventi saranno realizzati in profili metallici con diagonali "a K". A livello delle fondazioni esistenti saranno previsti ringrossi delle sezioni per raggiungere la quota di montaggio delle piastre di nodo dei controventi dissipativi al piano terra; per lo stesso motivo al livello del piano primo, in direzione longitudinale sarà previsto l'allargamento della trave di bordo esistente nello spessore del solaio sulla quale poi verrà ricostruito anche la muratura di tamponamento.

A8.3.3 - RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

Il modello tridimensionale della struttura riproduce la distribuzione di masse e rigidità della struttura. Al modello è stata applicata l'analisi modale associata allo spettro di risposta di progetto riportato in normativa, secondo quanto specificato al punto 7.3.3.1 – "Analisi lineare dinamica" del D.M. 14/01/2008.

I risultati relativi ai primi modi di vibrare della struttura sono riportati in tabella.

Modo	T [s]	% massa x	% massa y	% cumulata massa x	% cumulata massa y
1	0.712	0.0%	45.8%	0.0%	45.8%
2	0.673	0.0%	0.0%	0.0%	45.8%

3	0.362	0.3%	1.0%	0.3%	46.9%
4	0.296	51.5%	0.0%	51.8%	46.9%
5	0.248	0.0%	0.0%	51.8%	46.9%
6	0.247	0.0%	0.0%	51.9%	46.9%
7	0.215	0.0%	6.5%	51.9%	53.4%
8	0.202	0.1%	0.0%	51.9%	53.4%

Considerando i tre modi di vibrare evidenziati, si attiva rispettivamente il 51.9 % della massa in direzione trasversale e il 53.4% in direzione longitudinale. Considerando che sono state modellate le fondazioni, la cui massa è impedita di traslare e quindi non può partecipare al moto, ciò rappresenta la gran parte delle masse mobili. D'altra parte due piani fuori terra, l'uno infinitamente rigido nel piano, l'altro controventato, ammetterebbero in generale 6 modi significativi (due traslazioni ed una rotazione per piano). Tuttavia la non infinita rigidezza del sistema di controvento aumenta i modi richiesti in direzione y. Si ricorda infine che poiché la struttura viene analizzata nel dominio del tempo, il numero di modi necessari ad attivare una certa percentuale di massa non è in alcun modo rilevante ai fini dei risultati finali, ma è solo utile per avere alcune informazioni sul comportamento dinamico dello struttura e sulla corretta stima della matrice di smorzamento alla Rayleigh.

Di seguito si riportano i modi di vibrare con più massa attivata nelle due direzioni.

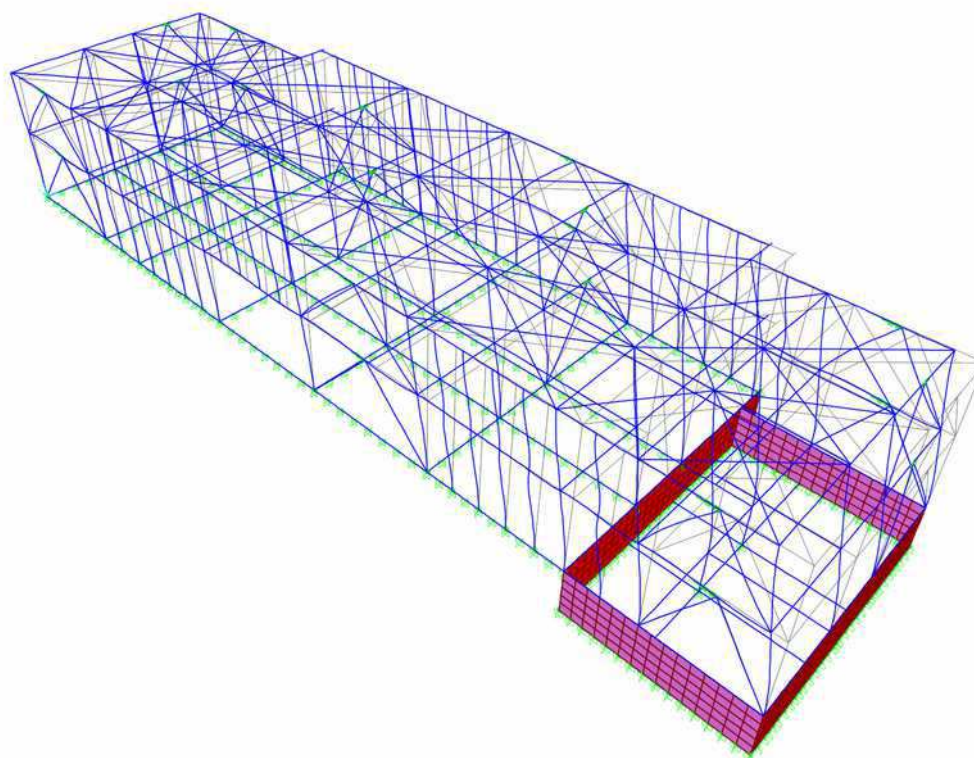


Fig. 24 - Deformata della prima forma modale ($T_1 = 0,712$ s)

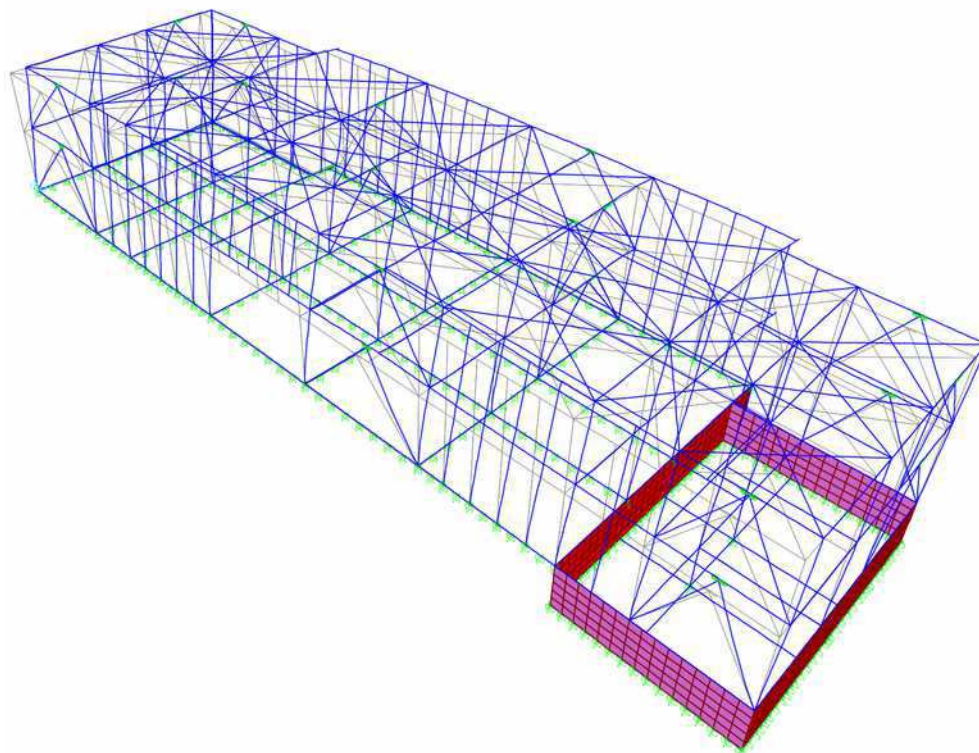


Fig.25 - Deformata della quarta forma modale ($T_4 = 0,296$ s)

I periodi per i primi 7 modi vanno da 0.71 s a 0.22 s, dunque è opportuno modellare correttamente lo smorzamento in tale intervallo. Si richiede pertanto uno smorzamento relativo del 5% per i periodi di 0.8 s e 0.1 s. Il grafico seguente mostra l'andamento dello smorzamento al variare del periodo. Tutti i modi di interesse hanno dunque uno smorzamento relativamente inferiore al 5% (compreso fra il 3% e il 5%).

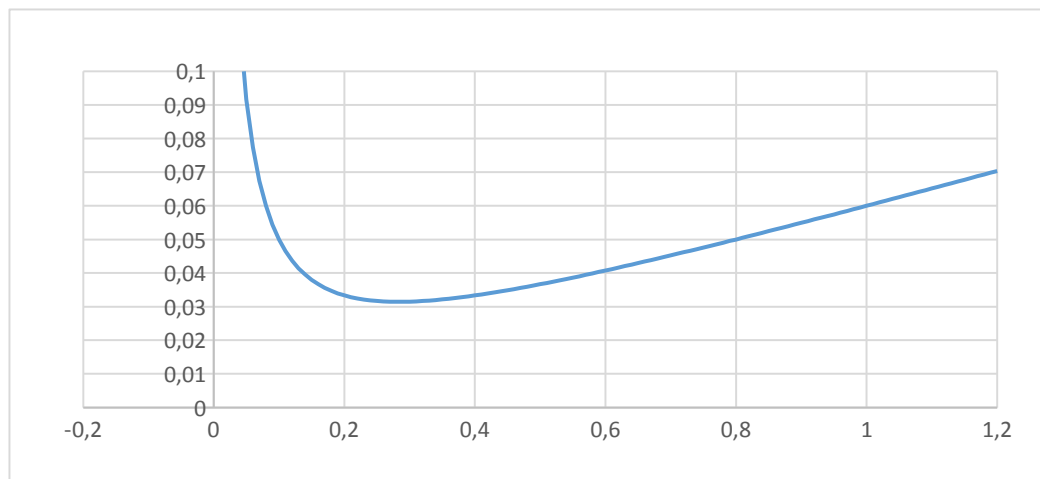


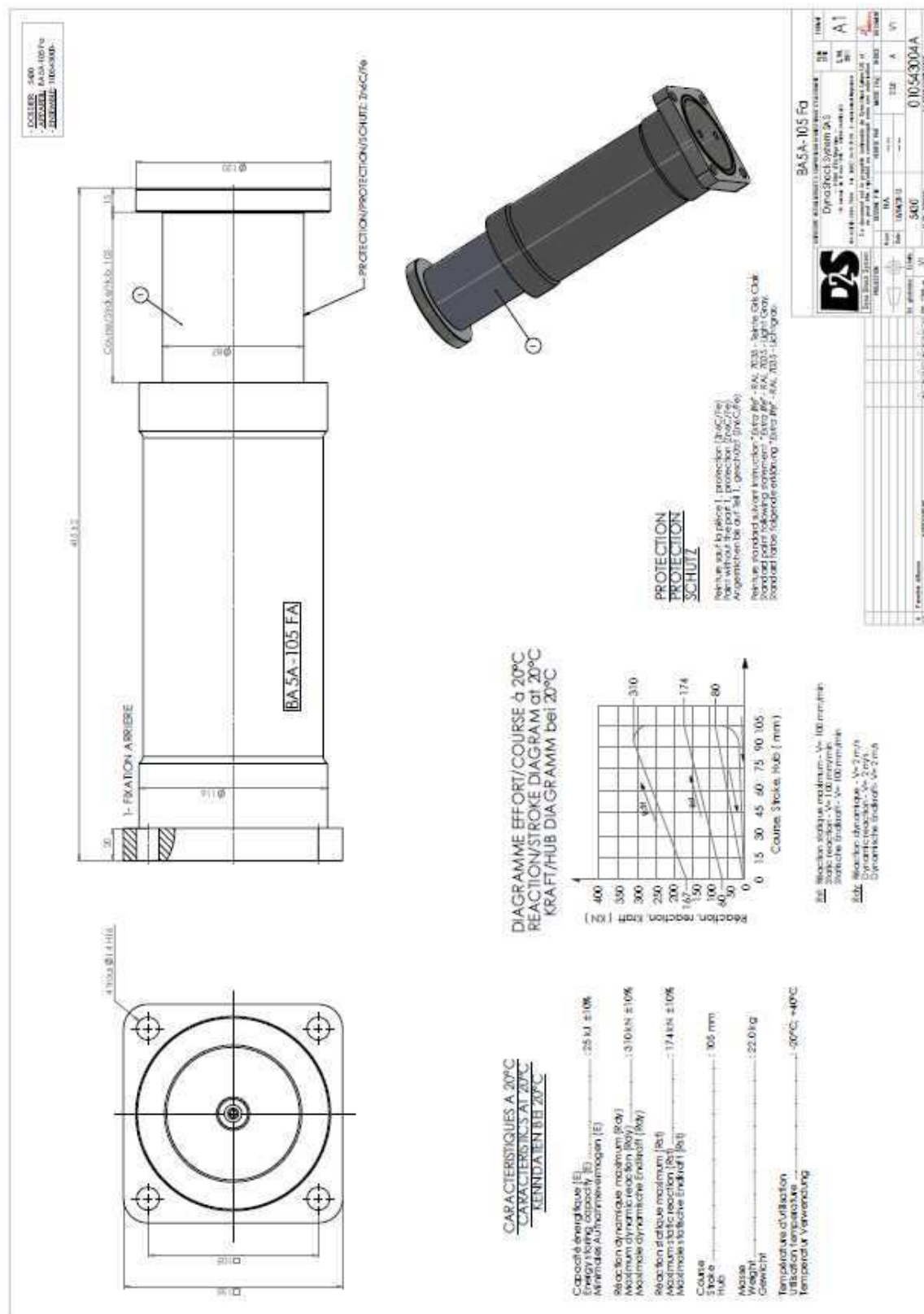
Fig.26 – Grafico dello smorzamento al variare del periodo

A8.3.4 - VERIFICA DEI DISPOSITIVI DISSIPATIVI

Il tipo di dispositivo adottato in progetto prevede funzionamento bilatero (capacità di dissipare energia sismica in entrambi i versi della direzione considerata +X e -X, +Y e -Y). Tali dispositivi sono posti in opera a

coppia su ciascun controvento metallico, e vengono regolati a metà della loro corsa utile e pressurizzati ad uno specifico livello di forza (precarico), in modo da permettere il ricentraggio dopo l'evento sismico.

I dispositivi dissipativi adottati in progetto (vedi scheda tecnica allegata) devono soddisfare la verifica in termini di forza massima assorbita durante il sisma (entro il limite di 310 kN) e la verifica in termini di massimo spostamento del pistone (entro il limite di metà corsa pari a $105 \text{ mm}/2 = 52,5 \text{ mm}$). La verifica viene condotta allo stato limite di salvaguardia della vita SLV ($q=1$).



Dall'elaborazione dei tabulati di calcolo del modello analizzato si ottengono i seguenti spostamenti massimi orizzontali per i due piani dell'edificio nelle due direzioni principali:

Piano primo X	5,3 mm
Piano primo Y	8,3 mm
Sottotetto/Copertura X	11,0 mm
Sottotetto/Copertura Y	13,0 mm

Il massimo spostamento assorbito dai dissipatori vale pertanto $13,0 \text{ mm} < 52,5 \text{ mm}$. La verifica è pertanto verificata in quanto non si raggiunge il fondo corsa del dispositivo.

La massima forza assorbita dai dissipatori si ottiene sommando per ciascuno di essi il contributo della forza viscosa con quello della forza elastica e il valore massimo calcolato tra tutti i dispositivi vale:

$$F = 88,2 \text{ kN} < 310 \text{ kN}$$

e pertanto ampiamente verificato.

Come si osserva dalle verifiche precedenti, i dispositivi sono ampiamente verificati in termini di sollecitazioni e di spostamenti. La scelta di tali dispositivi così performanti potrebbe sembrare oltremodo cautelativa, ma è giustificata dall'alto valore del coefficiente di smorzamento che invece è necessario per abbattere l'energia in ingresso del sisma.

Si riporta nelle figure seguenti il diagramma forza spostamento per il dispositivo maggiormente impegnato in direzione X e Y considerando la prima coppia di accelerogrammi. Il corretto funzionamento dei dispositivi è visibile dai cicli isteretici generati durante le analisi nel dominio del tempo.

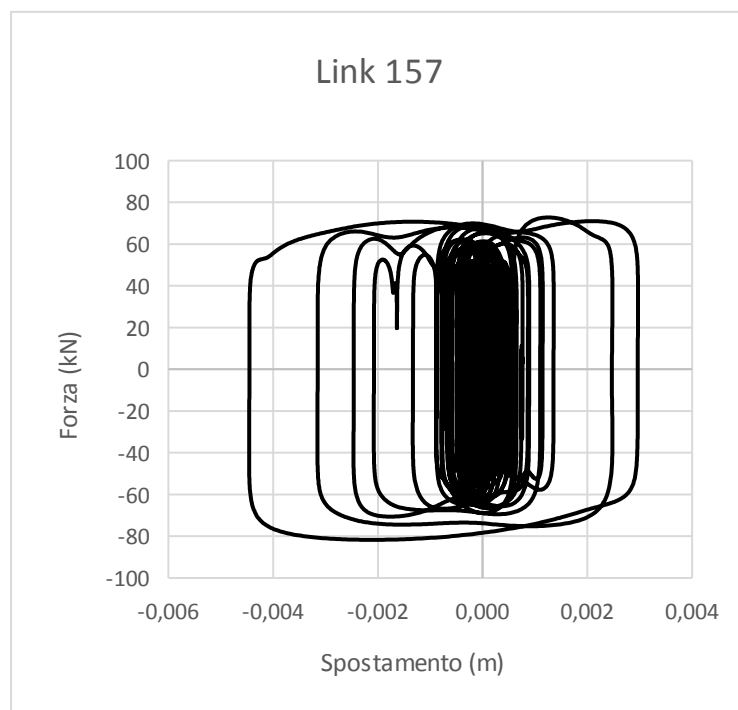


Fig.27 – Diagramma forza-spostamento per il Nnlink 157 in direzione X

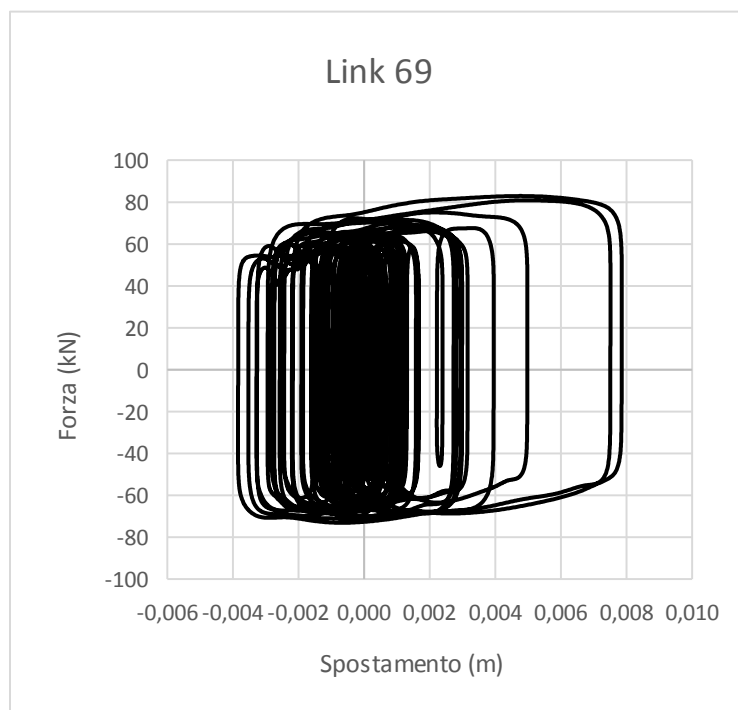


Fig.28 – Diagramma forza-spostamento per il Nnlink 69 in direzione Y

Si riporta infine come risultato delle analisi il diagramma del bilancio energetico ricavato per la prima coppia di accelerogrammi. Si osserva come di tutta l'energia sismica in ingresso, circa il 70% sia dissipata dai dispositivi mentre circa il 25% sia dissipata dalla struttura esistente. Come si può osservare, i dispositivi assorbono una quota parte notevole di tutta l'energia in ingresso, mentre alla struttura ne rimane una piccola parte, con indubbio beneficio in termini di sollecitazioni e spostamenti, a conferma della bontà della scelta progettuale rispetto ai metodi tradizionali di rinforzo.

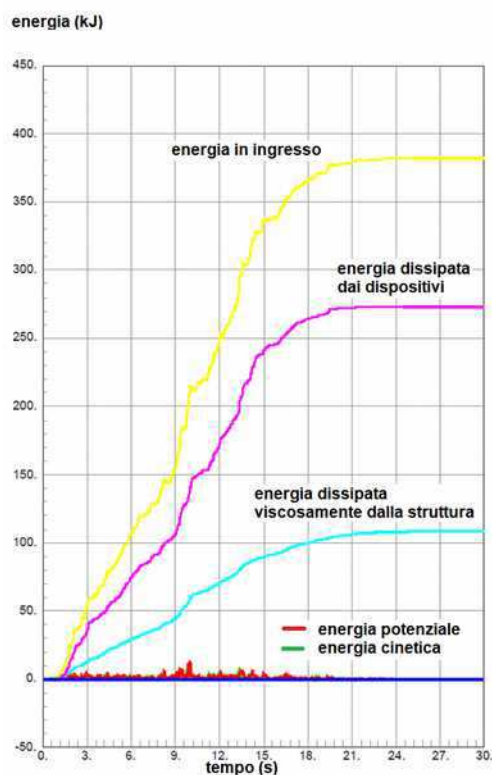


Fig.29 – Diagramma del bilancio energetico per il confronto tra energia in ingresso ed energie dissipate

A8.3.5 - VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI ESISTENTI IN C.A. ALLO SLU (FONDAZIONI, PILASTRI, PARETI E TRAVI)

Si riportano in Allegato 1 al termine della presente relazione le verifiche analitiche condotte per lo stato limite ultimo per carichi verticali SLU per i vari elementi in c.a. dell'edificio esistente a seguito dell'intervento di miglioramento sismico in oggetto. Nell'allegato sono riportate le verifiche raggruppate per tipologie omogenee di elementi (in termini di sezione di calcestruzzo e di armatura di acciaio) e le relative immagini dei vari domini di resistenza (a flessione, presso-flessione e taglio) riepilogative dell'esito positivo delle verifiche espresso in termini di coefficiente di sicurezza E_{sd}/E_{Rd} (< 1 verificato).

A8.3.6 - VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI ESISTENTI IN C.A. ALLO SLV PER LA COMBINAZIONE 100% DEL SISMA X E 30% DEL SISMA Y (FONDAZIONI, PILASTRI, PARETI E TRAVI)

Si riportano in Allegato 2 al termine della presente relazione le verifiche analitiche condotte per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV nella combinazione con 100% dell'azione sismica lungo X e 30% di quella lungo Y per i vari elementi in c.a. dell'edificio esistente a seguito dell'intervento di miglioramento sismico in oggetto. Nell'allegato sono riportate le verifiche raggruppate per tipologie omogenee di elementi (in termini di sezione di calcestruzzo e di armatura di acciaio) e le relative immagini dei vari domini di resistenza (a flessione, presso-flessione e taglio) riepilogative dell'esito positivo delle verifiche espresso in termini di coefficiente di sicurezza E_{sd}/E_{Rd} (< 1 verificato).

A8.3.7 - VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI ESISTENTI IN C.A. ALLO SLV PER LA COMBINAZIONE 30% DEL SISMA X E 100% DEL SISMA Y (FONDAZIONI, PILASTRI, PARETI E TRAVI)

Si riportano in Allegato 3 al termine della presente relazione le verifiche analitiche condotte per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV nella combinazione con 30% dell'azione sismica lungo X e 100% di quella lungo Y per i vari elementi in c.a. dell'edificio esistente a seguito dell'intervento di miglioramento sismico in oggetto. Nell'allegato sono riportate le verifiche raggruppate per tipologie omogenee di elementi (in termini di sezione di calcestruzzo e di armatura di acciaio) e le relative immagini dei vari domini di resistenza (a flessione, presso-flessione e taglio) riepilogative dell'esito positivo delle verifiche espresso in termini di coefficiente di sicurezza E_{sd}/E_{Rd} (< 1 verificato).

A8.3.8 - VERIFICA DELLA NUOVA COPERTURA METALLICA

L'intervento di miglioramento della scuola in oggetto prevede il rifacimento di tutta la copertura al fine di diminuire le masse sismiche di sommità con conseguenti benefici sulla risposta dinamica dell'edificio. Come precedentemente esposto nei paragrafi introduttivi, alla pesante copertura a capanna esistente, realizzata con solaio latero-cementizio a falde inclinate, si prevede la sostituzione con una struttura leggera composta da travi longitudinali in acciaio e pannelli in lamiera coibentati a ricostituire le due falde.

Si riporta di seguito la verifica delle strutture principali della nuova copertura.

Le due nuove falde sono sorrette da n.7 travi in acciaio costituite da 2 profili UPN120 accoppiati, con piastre d'imbottitura di spessore 15 mm, disposte con interasse costante pari a 1657 e 1856 mm rispettivamente per la porzione di copertura di minore e di maggiore larghezza. A tali travi per mezzo di collegamenti bullonati vengono poi fissati i pannelli in lamiera grecata coibentata.

Al fine di minimizzare le sollecitazioni e conseguentemente le sezioni resistenti dei profili si è scelto di adottare uno schema statico che prevede la continuità delle travi all'interno dei nuovi cordoli in cemento armato. Pertanto si individuano n.3 tipologie di travi continue: 2 nella porzione di copertura di minore larghezza costituite da n.2 campate di luce differente pari a 4500 mm (Tipo B) e 5433 mm (Tipo A) l'una e 3955 mm (Tipo G) e 4365 mm (Tipo F) l'altra, mentre la restante, collocata nella parte di maggiore larghezza, sviluppata su 4 campate di luce costante di 7220 mm suddivise in n.3 campate di luce differente pari a 5820 mm (Tipo C), 3300 mm (Tipo D) e 3670 mm (Tipo E).

La sezione delle travi è ruotata di un angolo pari a 15° circa rispetto alla verticale, pertanto la verifica è stata effettuata in condizioni di flessione deviata.

La scelta del posizionamento dei nodi di giunzione tra i vari tipi di trave suddetti è stata suggerita dall'andamento del momento flettente della trave continua nella sua costituzione finale: le giunzioni sono state poste in corrispondenza dei punti di annullamento del momento flettente. Così facendo, l'unione ha il solo scopo di ripristinare la continuità dell'azione resistente a taglio nella sezione di passaggio tra i due tipi di trave adiacenti rendendo superflue tutte le piastre a collegamento delle piattabande per il ripristino dell'azione

resistente al momento flettente.

La verifica della trave continua agli stati limite è stata effettuata attraverso una modellazione della stessa agli elementi finiti per mezzo di apposito software (Pro_Sap). Nello specifico sono stati implementati tre modelli indipendenti: uno per la trave continua della porzione di copertura di maggiore larghezza e gli altri due per quelle di minore larghezza. Per riprodurre la particolarità delle unioni tra i vari spezzoni di trave, nel modello si è avuto cura di inserire nei punti di annullamento del momento flettente dei vincoli interni di cerniera tali da permettere le rotazioni relative e il passaggio della sola sollecitazione di taglio.

L'affidabilità e attendibilità delle analisi condotte dal programma sono state di volta in volta accertate tramite controlli e schemi semplificati mediante l'utilizzo degli schemi classici manuali della teoria della Scienza delle Costruzioni.

Si riportano di seguito delle immagini di entrambi i modelli con indicazione della nomenclatura dei vari elementi.

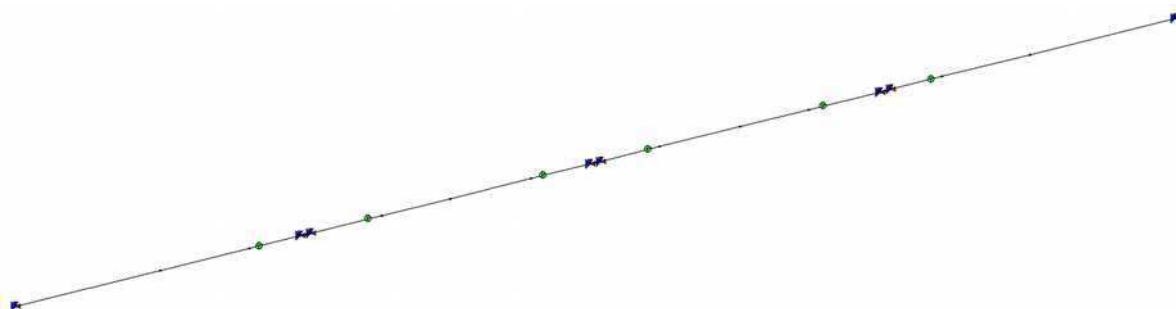


Fig.30 – Modello trave centrale su 4 campate - Porzione di copertura di larghezza maggiore (vista unifilare)

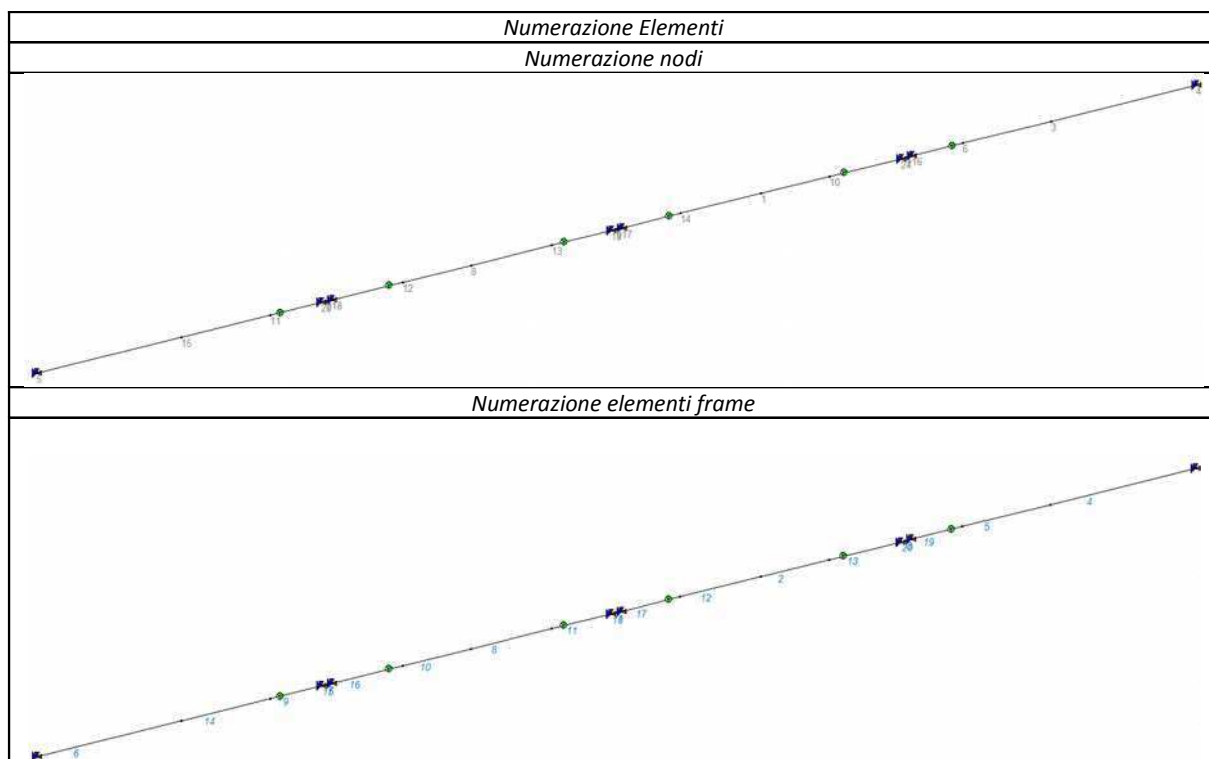




Fig.31 – Modello trave laterale su 2 campate - Porzione di copertura di larghezza minore (vista unifilare)

Numerazione Elementi
Numerazione nodi
Numerazione elementi frame

Carichi unitari di progetto

I carichi permanenti e accidentali assunti in fase di progetto, così come inseriti nel modello di calcolo agli elementi finiti, sono riportati di seguito.

Carichi permanenti strutturali (G_1):

- Peso proprio della struttura: automaticamente considerato dal programma una volta definita la geometria e i materiali dell'elemento.

Carichi permanenti non strutturali (G_2):

- Peso proprio dei pannelli di copertura in lastre di lamiera coibentata 0,20 kN/m²

Carichi variabili (Q):

- carico neve 0,80 kN/m²
- sovraccarico manutenzione 0,50 kN/m²

Si riportano di seguito delle immagini estratte dal software di calcolo relative ai carichi sopra definiti.

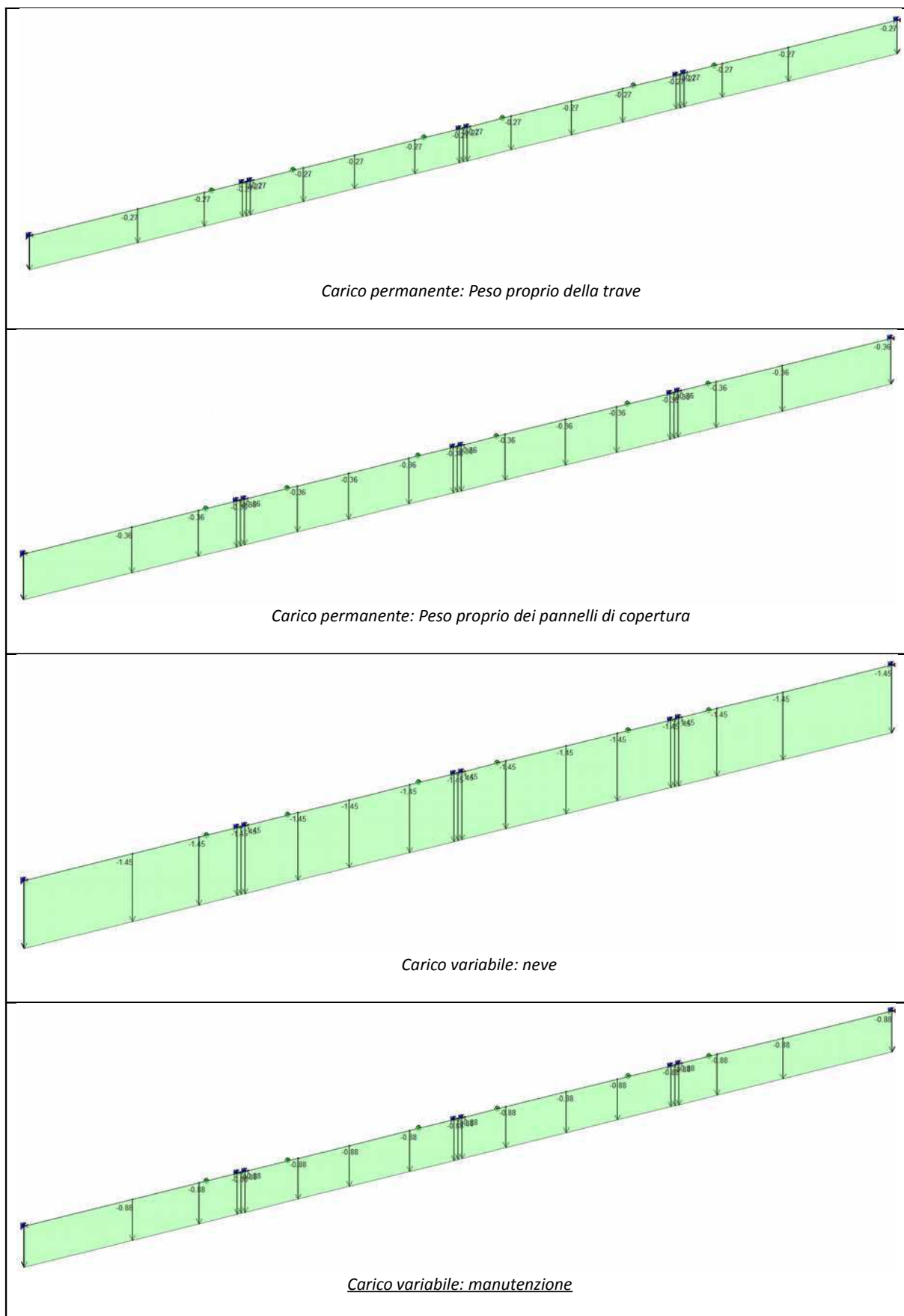


Fig.32 – Carichi agenti sulla trave continua su 4 campate - Porzione di copertura di larghezza maggiore

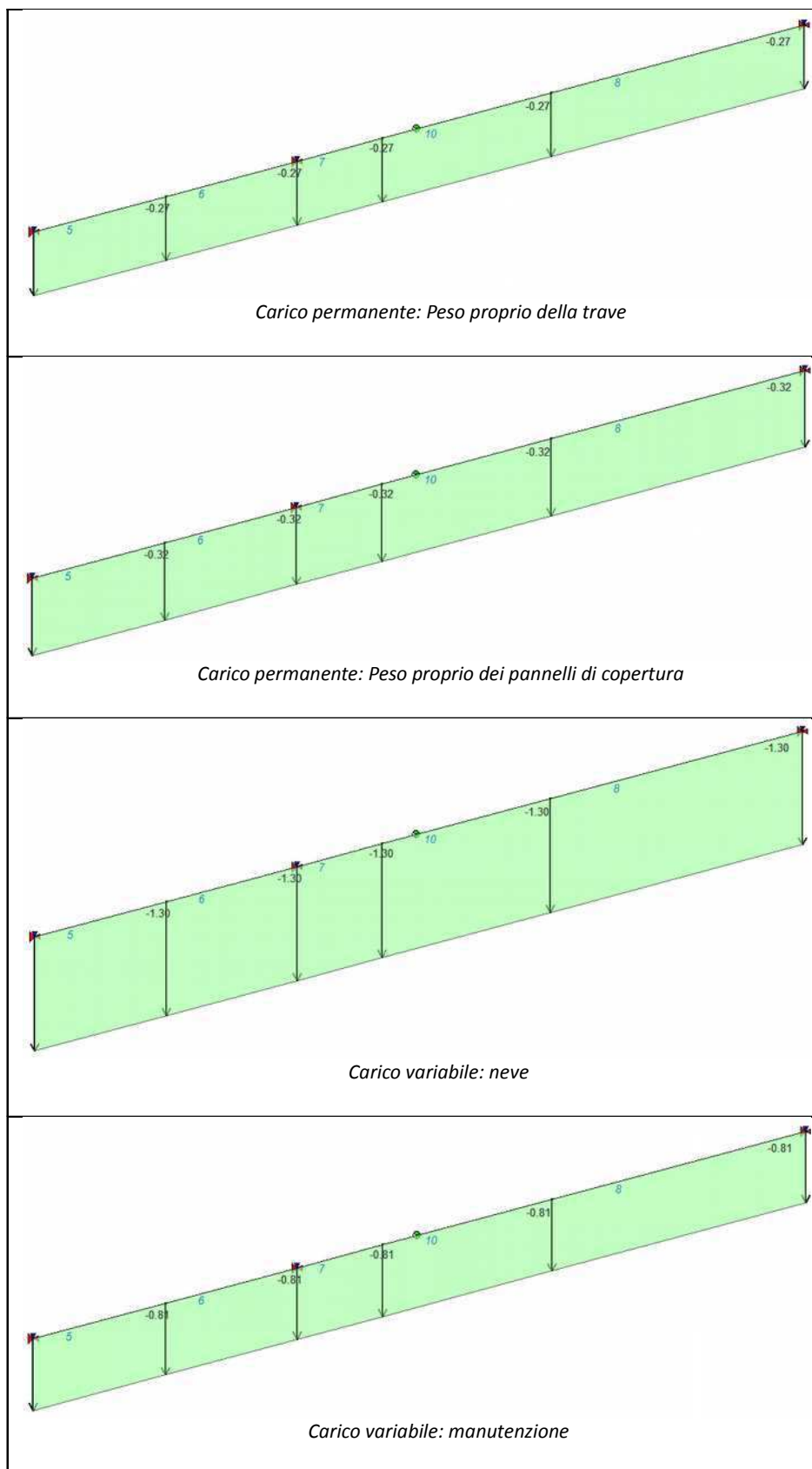


Fig. 33 – Carichi agenti sulla trave continua su 2 campate - Porzione di copertura di larghezza minore

Combinazioni di carico

L'analisi eseguita nelle modellazioni globali e nei calcoli manuali è stata di tipo statico lineare. Si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni di carico, in funzione degli stati limite analizzati, ai sensi dei punti 2.5.3. -

“Combinazioni delle azioni” e 3.1.4. - “Carichi variabili” del D.M. 14/01/2008”:

Combinazioni di carico Stato Limite Ultimo:

$$1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 Q_1 + 1,5 \psi_{02} Q_2$$

secondo l'approccio progettuale 2 ai sensi del punto 2.6.1. - “Stati limite ultimi” del D.M. 14/01/2008.

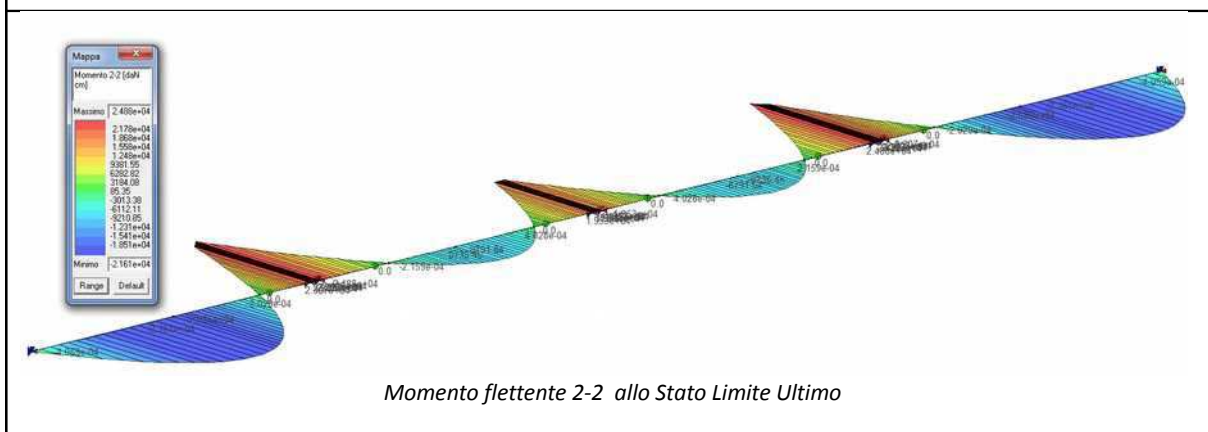
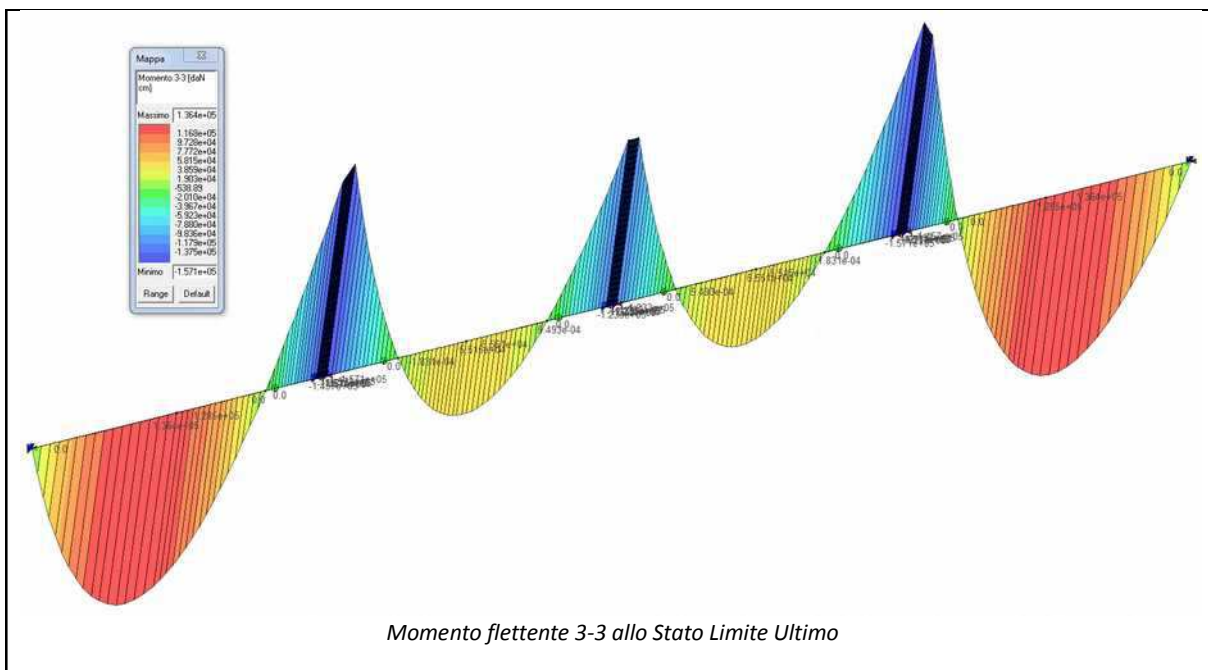
Combinazione di carico Stato Limite Esercizio:

$$\text{Rara} \quad G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} Q_2$$

Per la scelta dei coefficienti di combinazione ψ_{0i} si rimanda alla Tabella 2.5.I - “Valori dei coefficienti di combinazione”

Descrizione dei risultati

Conclusa la modellazione delle 3 travi continue sia per quanto concerne la geometria che l'assegnazione dei carichi, si è condotta l'analisi e sono state estratte le sollecitazioni. Nelle immagini seguenti si riportano l'andamento delle sollecitazioni agli stati limite ultimi.



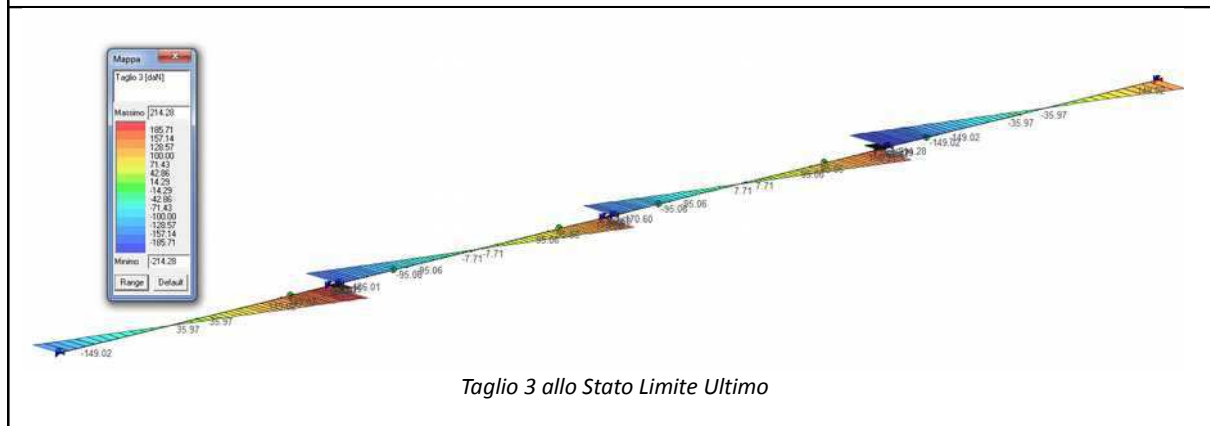
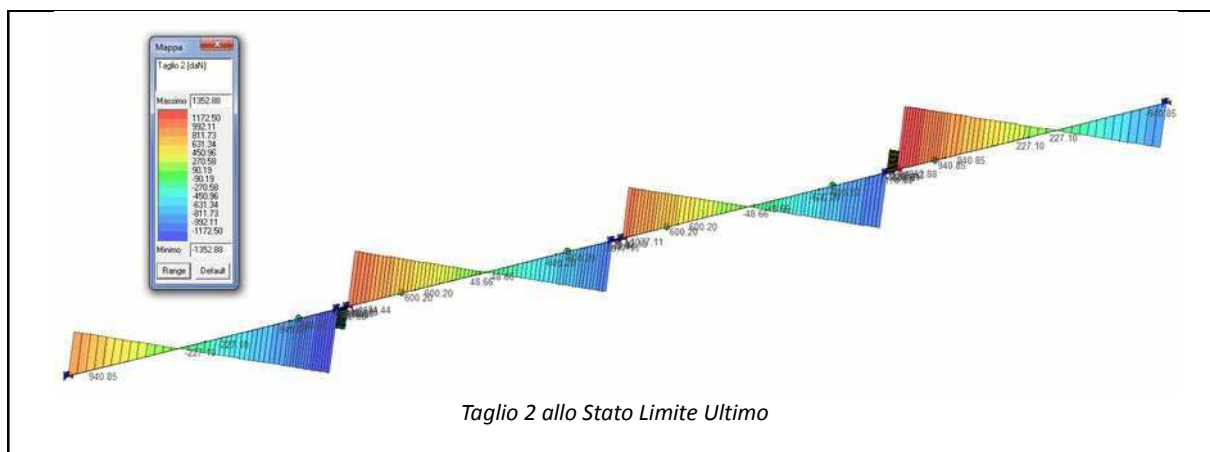
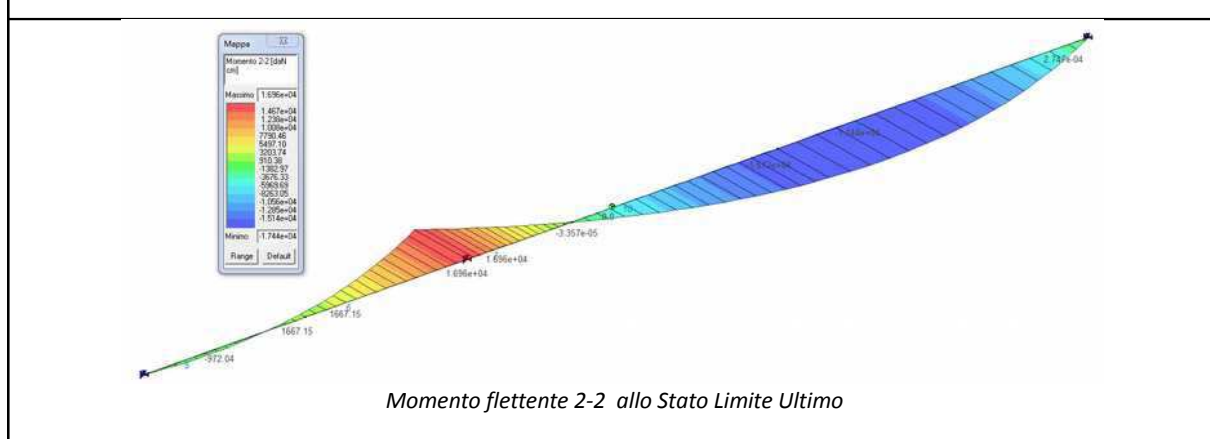
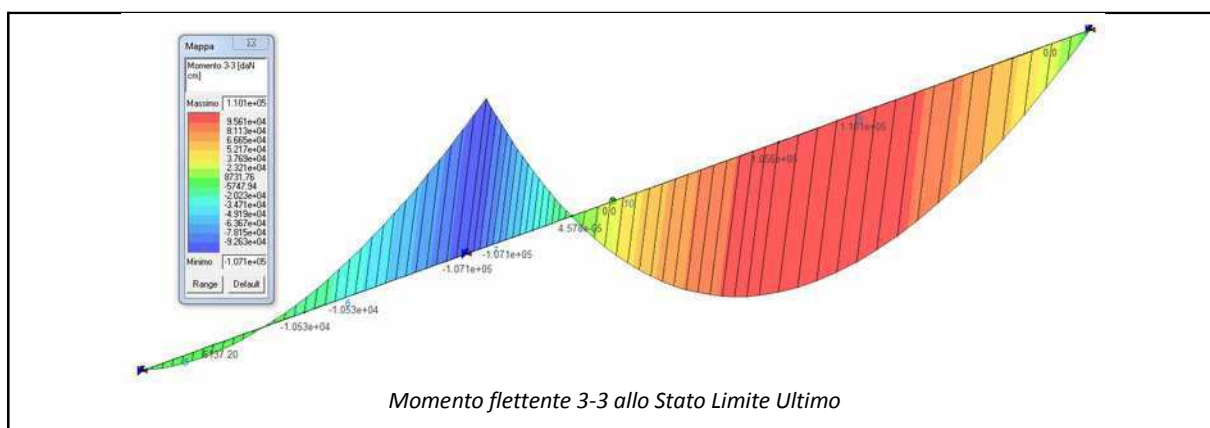


Fig.34 – Sollecitazioni trave continua su 4 campate - Porzione di copertura di larghezza maggiore



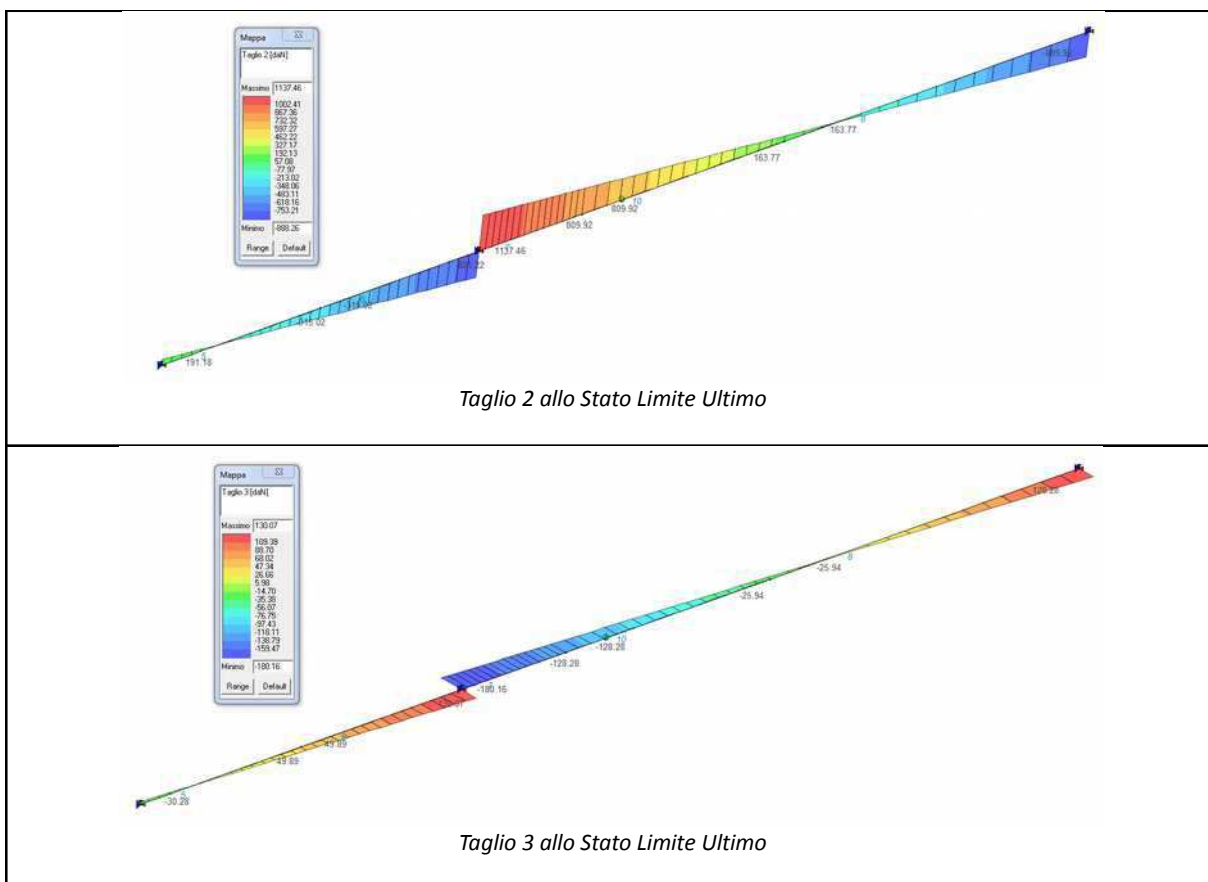
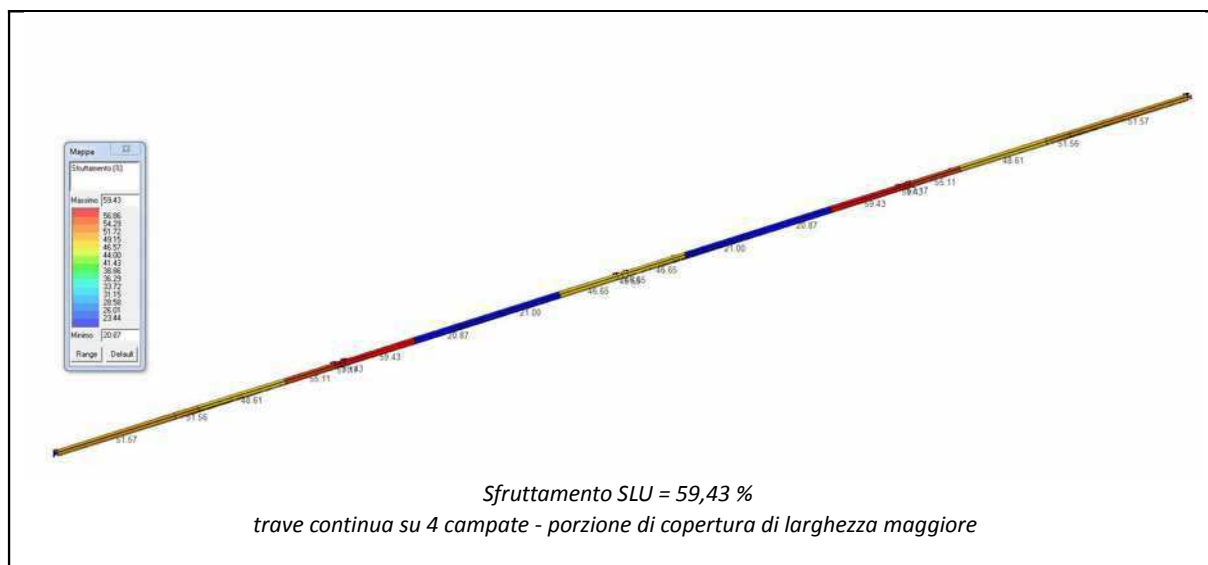


Fig.35 – Sollecitazioni trave continua su 2 campate - Porzione di copertura di larghezza minore

Descrizione delle verifiche

A tali sollecitazioni ciascuna delle 3 travi continue tipo studiate risponde con i seguenti tassi di sfruttamento:



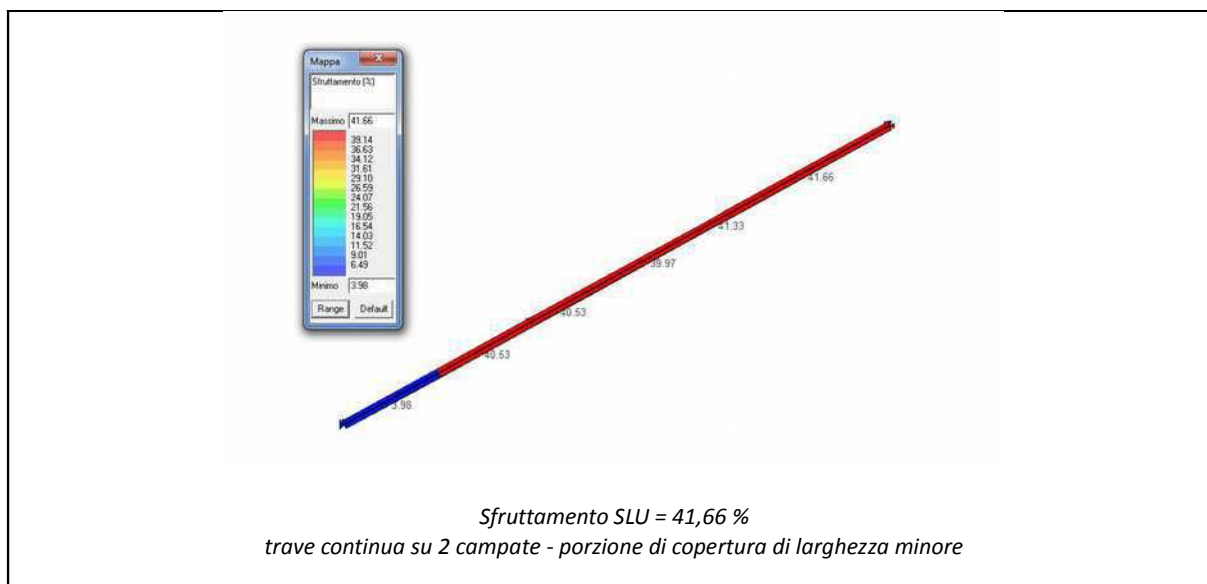


Fig.36 – Stato di verifica con tassi di sfruttamento (verificati se < 100%)

Gli elementi risultano quindi verificati agli Stati Limite Ultimi.

Per quanto infine concerne la deformata massima delle 3 travi continue agli stati limite di esercizio si riporta di seguito la deformata qualitativa per ciascuno dei 3 elementi.

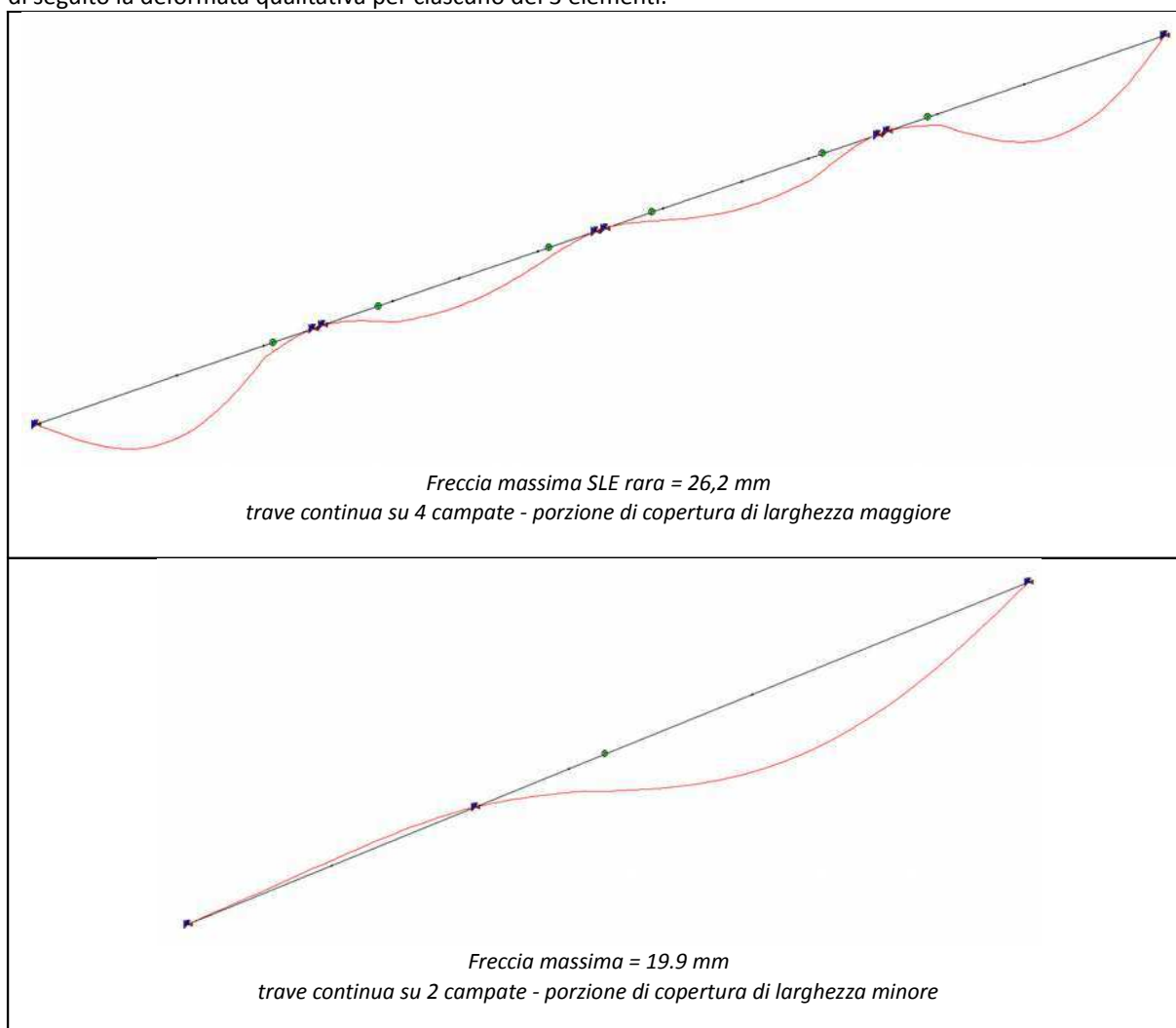


Fig.37 – Deformata delle travi continue

Per tutte e 3 le travi continue le frecce massime risultano inferiori alle massime deformazioni ammissibili di $L/200$ pari rispettivamente a:

$$L = 7220 \text{ mm} \quad 26,2 \text{ mm} < L/250 = 28,9 \text{ mm}$$

$$L = 6518 \text{ mm} \quad 19,9 \text{ mm} < L/250 = 26,1 \text{ mm}.$$

Gli elementi risultano quindi verificati agli Stati Limite di Esercizio.

A8.3.8.1 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO A RIPRISTINO DELLA RESISTENZA A TAGLIO

Si verifica il collegamento bullonato tra i monconi di trave costituenti l'elemento continuo longitudinale tipo di copertura. Come descritto nei paragrafi precedenti l'unione in oggetto deve essere progettata al solo scopo di ripristinare nella sezione di passaggio tra i due elementi di trave la continuità della resistenza a taglio.

La sollecitazione di progetto è pari all'azione resistente a taglio del doppio profilo UPN120 accoppiato:

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (1,732 \gamma_{M0}) = 258,3 \text{ kN}$$

con:

$$A_v = 2(A - 2bt_f + (t_w + r) t_f) = 1708 \text{ mm}^2; A = 1700 \text{ mm}^2; b = 55 \text{ mm}; t_w = 7 \text{ mm}; t_f = 9 \text{ mm}; r = 9 \text{ mm}; f_{yk} = 275 \text{ MPa}; \gamma_{M0} = 1,05.$$

Il collegamento bullonato (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di N.8 bulloni M12 ($A_{res} = 84,3 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e piastra interna 120x240x15 mm con N.8 fori di diametro 13 mm ad interasse $p_2 = 60 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1 = 40 \text{ mm}$ e $e_2 = 30 \text{ mm}$.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = V_{c,Rd}/4 = 64,58 \text{ kN}.$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 32,37 \text{ kN}$$

con $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$.

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 72,24 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7; 2,5) = \min(2,8 \times 30/13 - 1,7; 2,5) = \min(4,76; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(e_1/(3x d_0); f_{tb}/f_t; 1) = \min(40/(3 \times 13); 800/430; 1) = \min(1,02; 1,86; 1) = 1$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$t = 7 \text{ mm}$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 2 piani di taglio:

$$V_b / 2F_{v,Rd} = 0,99 < 1$$

$$V_b / 2F_{b,Rd} = 0,45 < 1.$$

A8.3.9 - VERIFICA DELLA NUOVA GRONDA METALLICA

Si verifica la trave longitudinale di gronda realizzata con un piatto 50x12 mm a sostegno dei pannelli di copertura e del canale di gronda, avente schema statico di trave semplicemente appoggiata di luce $L=1,00 \text{ m}$ con luce di influenza della gronda pari a $0,35 \text{ m}$.

Analisi dei Carichi

Pesi propri strutturali (G_1):

- p.p. piatto 50x10 mm 0,047 kN/ml

Carichi permanenti non strutturali (G_2):

- Peso proprio dei pannelli di copertura in lastre di lamiera coibentata
(comprensivo del canale di gronda) 0,25 kN/m²

Carichi variabili (Q):

- carico neve 0,80 kN/m²

- sovraccarico manutenzione 0,50 kN/m²

Eseguendo l'analisi con calcoli di tipo manuale eseguiti con gli schemi classici della Scienza delle Costruzioni, le sollecitazioni massime valgono:

$$g_1 = 0,047 \text{ kN/ml}$$

$$g_2 = 0,25 \times 0,35 \text{ m} = 0,088 \text{ kN/ml}$$

$$q_1 = 0,80 \times 0,35 \text{ m} = 0,280 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = 0,50 \times 0,35 \text{ m} = 0,175 \text{ kN/ml}$$

$$M_{G1} = g_1 L^2/8 = 0,006 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{G2} &= g_2 L^2 / 8 = 0,011 \text{ kN m} \\
 M_{Q1} &= q_1 L^2 / 8 = 0,035 \text{ kN m} \\
 M_{Q2} &= q_2 L^2 / 8 = 0,022 \text{ kN m} \\
 T_{G1} &= g_1 L / 2 = 0,024 \text{ kN} \\
 T_{G2} &= g_2 L / 2 = 0,044 \text{ kN} \\
 T_{Q1} &= q_1 L / 2 = 0,14 \text{ kN} \\
 T_{Q2} &= q_2 L / 2 = 0,088 \text{ kN}.
 \end{aligned}$$

I massimi spostamenti verticali in mezzera della trave sotto le condizioni di carico richieste dalla normativa (punto 4.2.4.2.1 – “Spostamenti verticali” del D.M. 14/01/2008) valgono:

$$\begin{aligned}
 f_{G1} &= 5/384 g_1 L^4 / E J_x = 0,404 \text{ mm} \\
 f_{G2} &= 5/384 g_2 L^4 / E J_x = 0,758 \text{ mm} \\
 f_{Q1} &= 5/384 q_1 L^4 / E J_x = 2,410 \text{ mm} \\
 f_{Q2} &= 5/384 q_2 L^4 / E J_x = 1,506 \text{ mm} \\
 \text{dove } E &= 210000 \text{ MPa}; J_x = 7200 \text{ mm}^4.
 \end{aligned}$$

Verifica allo SLU

La verifica a flessione allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 – “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008) è soddisfatta in quanto:

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= 1,3 M_{G1} + 1,5 M_{G2} + 1,5 \times 0,5 M_{Q1} + 1,5 M_{Q2} = 0,0836 \text{ kN m} < M_{c,Rd} \\
 M_{c,Rd} &= W_{elx} f_{yk} / \gamma_{M0} = 0,314 \text{ kN m} \\
 \text{con:}
 \end{aligned}$$

$$W_{elx} = 1200 \text{ mm}^3; f_{yk} = 275 \text{ MPa}; \gamma_{M0} = 1,05.$$

Per quanto riguarda la verifica a taglio allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 – “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008), è soddisfatta in quanto:

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &= 1,3 T_{G1} + 1,5 T_{G2} + 1,5 \times 0,5 T_{Q1} + 1,5 T_{Q2} = 0,3342 \text{ kN} < V_{c,Rd} \\
 V_{c,Rd} &= A_v f_{yk} / (1,732 \gamma_{M0}) = 90,729 \text{ kN} \\
 \text{con:}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v &= A = 600 \text{ mm}^2; b = 50 \text{ mm}; t = 12 \text{ mm}; \\
 f_{yk} &= 275 \text{ MPa}; \gamma_{M0} = 1,05.
 \end{aligned}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica allo SLE

Spostamento per carichi permanenti e variabili:

$$(0,404 + 0,758 + 0,5 \times 2,410 + 1,506) \text{ mm} = 3,873 \text{ mm} < L/200 = 1000/200 = 5 \text{ mm}.$$

Spostamento per carichi variabili:

$$(0,5 \times 2,410 + 1,506) \text{ mm} = 2,711 \text{ mm} < L/250 = 1000/250 = 4 \text{ mm}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

* * *

Si verifica la mensola di gronda in profilo scatolare 50x80x3 mm a sostegno della trave longitudinale di gronda (vedi paragrafo precedente) avente luce $L = 0,70 \text{ m}$ ed interasse $i = 1,00 \text{ m}$. Lo schema statico considerato è quello di una trave incastrata ad una estremità caricata uniformemente col peso proprio e con un carico concentrato all'estremo libero dovuto alla reazione vincolare del piatto 50x12 mm precedentemente analizzato.

Analisi dei Carichi

Pesi propri strutturali (G_1):

- p.p. scatolare 50x80x3 mm	0,057 kN/ml
- reazioni trasferite dal piatto 50x12 mm dx e sx = $2T_{G1}$	0,048 kN

Carichi permanenti non strutturali (G_2):

- reazione trasferita dal piatto 50x12 mm dx e sx = $2T_{G2}$	0,088 kN
---------------------------------------------------------------	----------

Carichi variabili (Q):

- reazione trasferita dal piatto 50x12 mm dx e sx = $2T_{Q1}$	0,28 kN
- reazione trasferita dal piatto 50x12 mm dx e sx = $2T_{Q2}$	0,176 kN

Eseguito l'analisi con calcoli di tipo manuale eseguiti con gli schemi classici della Scienza delle Costruzioni, le sollecitazioni massime valgono:

$$\begin{aligned}
 M_{G1} &= g_1 L^2 / 2 + T_{G1} L = 0,048 \text{ kN m} \\
 M_{G2} &= T_{G2} L = 0,062 \text{ kN m} \\
 M_{Q1} &= T_{Q1} L = 0,196 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$M_{Q2} = T_{Q2} L = 0,123 \text{ kN m}$$

$$V_{G1} = g_1 L + T_{G1} = 0,088 \text{ kN}$$

$$V_{G2} = T_{G2} = 0,088 \text{ kN}$$

$$V_{Q1} = T_{Q1} = 0,28 \text{ kN}$$

$$V_{Q2} = T_{Q2} = 0,176 \text{ kN}.$$

I massimi spostamenti verticali in mezzera della trave sotto le condizioni di carico richieste dalla normativa (punto 4.2.4.2.1 – “Spostamenti verticali” del D.M. 14/01/2008) valgono:

$$f_{G1} = 1/8 g_1 L^4 / EJ_x + 1/3 T_{G1} L^3 / EJ_x = 0,056 \text{ mm}$$

$$f_{G2} = 1/3 T_{G2} L^3 / EJ_x = 0,078 \text{ mm}$$

$$f_{Q1} = 1/3 T_{Q1} L^3 / EJ_x = 0,249 \text{ mm}$$

$$f_{Q2} = 1/3 T_{Q2} L^3 / EJ_x = 0,157 \text{ mm}$$

dove $E=210000 \text{ MPa}$; $J_x= 611000 \text{ mm}^4$.

Verifica allo SLU

La verifica a flessione allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 – “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008) è soddisfatta in quanto:

$$M_{Ed} = 1,3 M_{G1} + 1,5 M_{G2} + 1,5 \times 0,5 M_{Q1} + 1,5 M_{Q2} = 0,4869 \text{ kN m} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = W_{elx} f_{yk} / \gamma_{M0} = 4,007 \text{ kN m}$$

con:

$$W_{elx} = 15300 \text{ mm}^3 ; f_{yk} = 275 \text{ MPa} ; \gamma_{M0} = 1,05.$$

Per quanto riguarda la verifica a taglio allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 – “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008), è soddisfatta in quanto:

$$V_{Ed} = 1,3 V_{G1} + 1,5 V_{G2} + 1,5 \times 0,5 V_{Q1} + 1,5 V_{Q2} = 0,7204 \text{ kN} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (1,732 \gamma_{M0}) = 72,583 \text{ kN}$$

con:

$$A_v = 2(hxt) = 480 \text{ mm}^2 ; b = 50 \text{ mm} ; h = 80 \text{ mm} ; t = 3 \text{ mm};$$

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa} ; \gamma_{M0} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica allo SLE

Spostamento per carichi permanenti e variabili:

$$(0,056+0,078+0,5 \times 0,249 + 0,157) \text{ mm} = 0,416 \text{ mm} < L/200 = 700/200 = 3,5 \text{ mm}.$$

Spostamento per carichi variabili:

$$(0,5 \times 0,249 + 0,157) \text{ mm} = 0,282 \text{ mm} < L/250 = 700/250 = 2,8 \text{ mm}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

A8.3.9.1 - VERIFICA DEGLI INGHISAGGI DI TIPO CHIMICO ALLA TRAVE DI BORDO

Si riporta la verifica degli inghisaggi chimici tipo “Hilti HIT-RE 500 V3” con barre 4M12 di classe 8.8 su piastra 180x180x10 mm. Le sollecitazioni di verifica valgono (vedi paragrafo precedente):

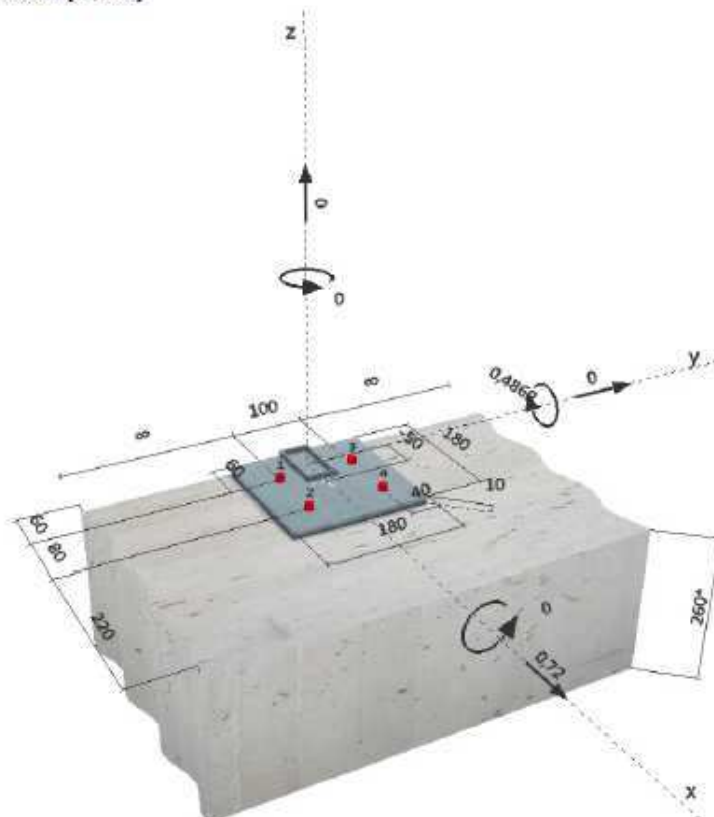
$$M_{Ed} = 0,4869 \text{ kN m}$$

$$V_{Ed} = 0,7204 \text{ kN}.$$

Si riporta scheda di verifica estratta dal software di calcolo del produttore degli ancoraggi suddetti.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M12	
Profondità di posa effettiva:	$h_{\text{eff,act}} = 120 \text{ mm}$ ($h_{\text{eff,inst}} = - \text{mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 16/0143	
Emesso l Valido:	12/07/2017 -	
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Fissaggio distanziato:	$e_s = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_p \times l_p \times t = 180 \text{ mm} \times 180 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	Profilo cavo allungato; ($L \times W \times T$) = $80 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}$	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo; C25/30; $f_{\text{c,calce}} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 260 \text{ mm}$; Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore; Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

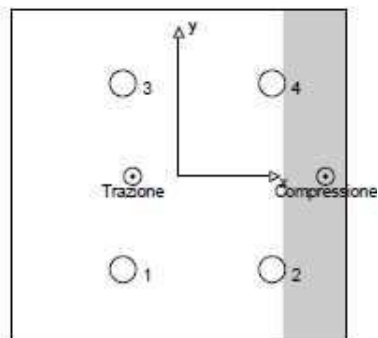
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	2,199	0,180	0,180	0,000
2	0,155	0,180	0,180	0,000
3	2,199	0,180	0,180	0,000
4	0,155	0,180	0,180	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,05 [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 1,54 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione (x/y)=(-25/0): 4,708 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(79/0): 4,708 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_k [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	2,199	44,980	5	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	4,708	22,494	21	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	4,708	26,324	18	OK
Fessurazione**	4,708	47,832	10	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{t0,k}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	N_{tEd} [kN]	N_{tRd} [kN]
67,440	1,500	44,980	2,199

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm²]	$A_{c,N}^0$ [mm²]	$\tau_{Rd,cr,25}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]
147200	129600	17,00	360	180	60
ψ_c	$\tau_{Rd,cr}$ [N/mm²]	k	$\psi_{cr,Np}$	$\psi_{cr,N}$	
1,018	8,15	2,300	1,404	1,202	
$e_{cr,N}$ [mm]	$\psi_{ac1,Np}$	$e_{cr,N}$ [mm]	$\psi_{ac2,Np}$	$\psi_{ac,N}$	$\psi_{ac,Np}$
35	0,838	0	1,000	0,800	1,000
$N_{t0,k}^0$ [kN]	$N_{t0,k}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	N_{tEd} [kN]	N_{tRd} [kN]	
36,857	33,740	1,500	22,494	4,708	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm²]	$A_{c,N}^0$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
147200	129600	180	360		
$e_{cr,N}$ [mm]	$\psi_{ac1,N}$	$e_{cr,N}$ [mm]	$\psi_{ac2,N}$	$\psi_{ac,N}$	$\psi_{ac,Np}$
35	0,838	0	1,000	0,800	1,000
k_1	$N_{t0,k}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	N_{tEd} [kN]	N_{tRd} [kN]	
7,200	51,840	1,500	26,324	4,708	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm²]	$A_{c,N}^0$ [mm²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$\psi_{cr,Np}$		
88400	57600	120	240	1,368		
$e_{cr,N}$ [mm]	$\psi_{ac1,N}$	$e_{cr,N}$ [mm]	$\psi_{ac2,N}$	$\psi_{ac,N}$	$\psi_{ac,Np}$	k_1
35	0,776	0	1,000	0,850	1,000	7,200
$N_{t0,k}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	N_{tEd} [kN]	N_{tRd} [kN]			
51,840	1,500	47,832	4,708			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,180	26,976	1	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	0,720	53,666	2	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	0,720	32,506	3	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{R,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{R,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]
33,720	1,250	26,976	0,180

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{b,N}$ [mm ²]	$A_{b,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{R,act,25}$ [N/mm ²]	$c_{act,Np}$ [mm]	$s_{act,Np}$ [mm]	$c_{act,Np}$ [mm]
147200	129600	17,00	180	360	60
ψ_c	$\tau_{R,act}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{c,Np}^0$	$\psi_{s,Np}$	k-factor
1,018	8,15	2,300	1,404	1,202	2,000
$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{act,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{act2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{R,Np}$
0	1,000	0	1,000	0,800	1,000
$N_{R,s}^0$ [kN]	$N_{R,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s,p}$	$V_{R,s,p}$ [kN]	V_{sd} [kN]	
36,667	40,250	1,500	53,666	0,720	

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

h_w [mm]	d_{top} [mm]	k_1	α	β	
120	12,0	1,700	0,074	0,056	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
220	197600	217800			
$\psi_{c,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{c2,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{s2,V}$	$\psi_{R,V}$
1,000	1,127	1,000	0	1,000	1,000
$V_{R,s}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{R,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]		
47,704	1,500	32,506	0,720		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,209	0,022	1,500	10	OK

$$\beta_N + \beta_V \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk} = 1,629 [kN]	δ_{Nl} = 0,018 [mm]
V_{sk} = 0,133 [kN]	δ_{Vl} = 0,007 [mm]
	δ_{NlV} = 0,019 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk} = 1,629 [kN]	δ_{Nl} = 0,050 [mm]
V_{sk} = 0,133 [kN]	δ_{Vl} = 0,011 [mm]
	δ_{NlV} = 0,052 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

L'ancoraggio risulta verificato!

A8.3.10 - VERIFICA DEL CONTROVENTO METALLICO DEL SOTTOTETTO

Al piano di sottotetto si prevede l'istallazione di una struttura di controvento col fine di conferire all'orizzontamento stesso elevata rigidezza nel piano, requisito indispensabile per assicurare un'ottima ripartizione delle azioni orizzontali sismiche tra i diversi elementi strutturali verticali resistenti, quali pilastri e setti. Il controvento in oggetto interessa ciascun campo di solaio del sottotetto. La sua struttura reticolare coinvolge nel ruolo di montanti laterali e correnti gli elementi in calcestruzzo armato nuovi ed esistenti, quali la trave perimetrale ringrossata e le travi trasversali 27x80 cm, collegando queste con diagonali e montanti centrali in acciaio. Le aste diagonali, dovendo risultare snelle per permettere di instabilizzarsi se compresse assicurando il comportamento isostatico della struttura, sono realizzate da tondini di diametro $\phi=24$ mm in acciaio S235, mentre i montanti sono aste con sezione scatolare quadrata di dimensioni 90x90x4 mm.

La connessione tra le nuove aste in acciaio e gli elementi in calcestruzzo è resa mediante piastre in acciaio di nodo collegate all'esistente tramite barre filettate M16 e M12 di classe 8.8 ancorate con inghisaggi chimici di tipo "HILTI-RE 500 V3". Per ulteriori dettagli sulla geometria del controvento e i particolari costruttivi si rimanda agli elaborati grafici allegati. Si riporta di seguito un'immagine in pianta del controvento.

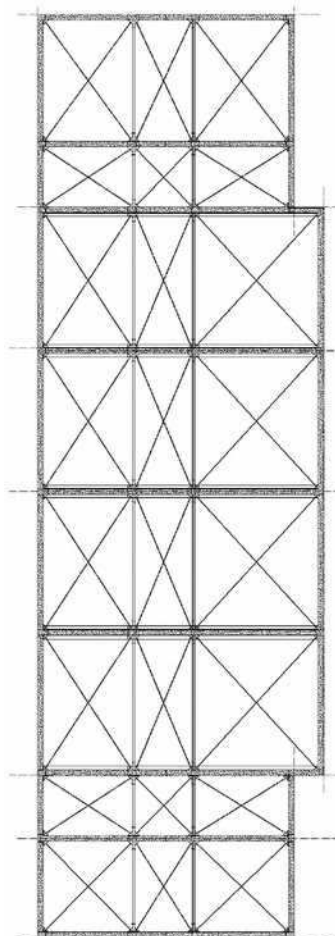


Fig.38 – Controvento di sottotetto

Si verificano le aste del nuovo controvento metallico del sottotetto; in particolare si verificano le aste tese da realizzare in tondini di diametro $\phi=24$ mm e le aste compresse da realizzare in scatolari quadri 90x90x4 mm.

Le sollecitazioni di progetto sono state ricavate dai tabulati di calcolo del software utilizzato per le analisi. In particolare i massimi sforzi normali nelle aste tese valgono allo SLV ($q=1$):

$$N_{+} = 49,4 \text{ kN}$$

mentre i massimi sforzi normali nelle aste compresse valgono allo SLV ($q=1$):

$$N_{-} = -39,5 \text{ kN.}$$

Verifica allo SLU per aste tese

La verifica a trazione allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 – “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008) è soddisfatta in quanto:

$$N_{+} = 49,4 \text{ kN} < N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = A_{res} f_{yk} / \gamma_{M0} = 79,00 \text{ kN}$$

con:

$$A_{res} = 353 \text{ mm}^2 ; f_{yk} = 235 \text{ MPa} ; \gamma_{M0} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica allo SLU per aste compresse

La verifica a compressione ed instabilità allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.3 – “Stabilità delle membrature” del D.M. 14/01/2008) è soddisfatta in quanto:

Instabilità aste compresse			profilo	90x90x4 mm	
L	691	cm	b	9	cm
β	1		h	9	cm
L 0	691	cm	tw	0,4	cm
λ max	199		tf	0,4	cm
λ min	199		r	0	cm
σ cr min	510	kg/cm2	A	13,3	cm2
σ cr max	510	kg/cm2	Jx	162	cm4
N cr min	6783	kg	Jy	162	cm4
N cr max	6783	kg	Wx	36	cm3
λ adim. min	2,15		Wy	36	cm3
λ adim. max	2,15		ρ_x	3,48	cm
α	0,49		ρ_y	3,48	cm
Φ min	3,281		f_{yk}	2350	kg/cm2
Φ max	3,281		E	2100000	kg/cm2
χ min	0,174		G	800000	kg/cm2
χ max	0,174		γ_{M1}	1,05	
N b,Rd	5166	kg			
N Ed	3950	kg			

VERIFICA

La verifica è pertanto soddisfatta.

A8.3.10.1 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO - NODO A

Si riporta la verifica degli inghisaggi chimici tipo “Hilti HIT-RE 500 V3” con barre 4M16 di classe 8.8 su piastra 250x200x15 mm. Le sollecitazioni di verifica (vedi paragrafo precedente) si determinano scomponendo la massima forza di trazione nei diagonal di controvento nella componente tangenziale parallela alla trave di bordo secondo un angolo di incidenza pari a 33°:

$$V_{Ed} = N_{+} \cos(33^\circ) = 41,43 \text{ kN}.$$

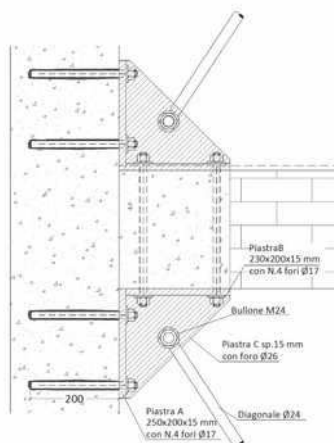
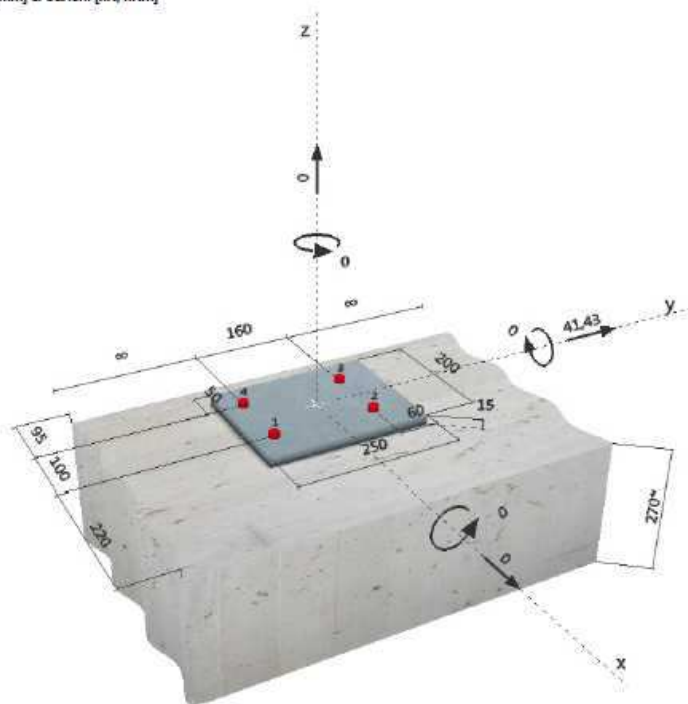


Fig.39 – Nodo di collegamento A delle aste del controvento

Si riporta scheda di verifica estratta dal software di calcolo del produttore degli ancoraggi suddetti.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M16
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,eff} = 80 \text{ mm}$ ($h_{ef,inst} = 234 \text{ mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso l Valid:	12/07/2017 -
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_p \times l_p \times t = 200 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{ct,med} = 37,00 \text{ N/mm}^2$, $h = 270 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale

**Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]****2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante**

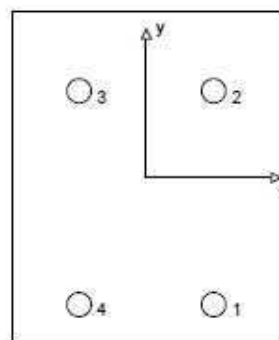
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	10,357	0,000	10,357
2	0,000	10,357	0,000	10,357
3	0,000	10,358	0,000	10,358
4	0,000	10,358	0,000	10,358

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

**3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_s [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	10,358	50,240	21	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	41,430	85,465	49	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-*	20,715	43,484	48	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rd,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,250	50,240	10,358

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{tr,N}$ [mm]	$s_{tr,N}$ [mm]	k-factor	k_t
125822	57600	120	240	2,000	7,200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,936	1,000
$N_{Rd,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s,p}$	$V_{Rd,s,p}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
31,338	1,500	85,465	41,430		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

h_w [mm]	d_{top} [mm]	k_s	α	β	
80	16,0	1,700	0,092	0,070	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
95	62827	40233			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{s,V}$	$\psi_{s,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,000	2,500	0	1,000	1,000
$V_{Rd,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
10,681	1,500	43,484	20,715		

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi.
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

L'ancoraggio risulta verificato!

Verifica a rifollamento della piastra

Si conduce la verifica a rifollamento del foro della piastra in oggetto, nei confronti di uno sforzo pari a quello agente sul singolo bullone di:

$$F_b = V_{Ed} / 4 = 10,358 \text{ kN.}$$

La verifica a rifollamento (ai sensi del punto 4.2.8.1.1 - "Unioni con bulloni e chiodi" del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 101,95 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \times 50/17 - 1,7 ; 2,5) = \min(6,54 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(e_1/(3x d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1) = \min(30/(3 \times 17) ; 800/360 ; 1) = \min(0,59 ; 2,22 ; 1) = 0,59$$

$$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica del collegamento a perno piastra orizzontale - diagonale

Per facilità costruttiva si prevede l'unione tra i diagonali e la piastra di nodo mediante un'unione a perno con bullone M24 di classe 8.8.

In quanto unione a completo ripristino il perno deve sostenere una forza di taglio pari alla resistenza del

tirante:

$$F_b = N_{t,Rd} = 79,00 \text{ kN.}$$

La verifica di resistenza a taglio (ai sensi del punto 4.2.8.1.2 - *“Collegamenti con perni”* del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$F_{V,Rd} = 0,6 f_{tk} A / \gamma_{M2} = 135,55 \text{ kN} > F_b$$

con:

$$A = 353 \text{ mm}^2; f_{tk} = 800 \text{ MPa}; \gamma_{M0} = 1,25.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica a rifollamento della piastra orizzontale

Si conduce la verifica a rifollamento del foro della piastra in oggetto, nei confronti di uno sforzo sul perno di:

$$F_b = N_{t,Rd} = 79,00 \text{ kN.}$$

La verifica a rifollamento (ai sensi del punto 4.2.8.1.2 - *“Collegamenti con perni”* del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$F_{b,Rd} = 1,5 d t f_{yk} / \gamma_{M0} = 120,86 \text{ kN} > F_b$$

in cui:

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

$$d = 24 \text{ mm}$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica della saldatura di collegamento tra piastre verticali e orizzontale

Si prevede una saldatura a doppio cordone d'angolo di spessore $s = 5 \text{ mm}$ disposta su tutta la lunghezza di contatto tra le piastre in oggetto pari a $L = 235 \text{ mm}$. Il collegamento deve essere in grado di trasferire la componente di taglio nella superficie di interfaccia tra i due elementi.

Dato lo spessore del cordone si ha un'altezza di gola di:

$$a = s/\sqrt{2} = 3,53 \text{ mm}$$

La verifica della saldatura (ai sensi del punto 4.2.8.2.4 - *“Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo”* del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$\sqrt{(n_{\text{perp}}^2 + t_{\text{perp}}^2 + \tau_{\text{parall}}^2)} = 25,00 \text{ MPa} \leq \beta_1 f_{yk} = 199,7 \text{ MPa}$$

$$|n_{\text{perp}}| + |t_{\text{perp}}| = 0 \leq \beta_2 f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

in cui nel caso specifico:

$$n_{\text{perp}} = 0$$

$$t_{\text{perp}} = 0$$

$$\tau_{\text{parall}} = V_{Ed} / (2 a L) = 25,00 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\beta_2 = 1,00.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica dell'occhiello di collegamento di estremità del diagonale

Come sopra anticipato il collegamento tra diagonale e piastra di nodo viene reso mediante un collegamento bullonato con perno M24. Per permettere tale unione ad entrambe le estremità del diagonale si salda a completo ripristino un profilo tubolare in acciaio S275 di altezza 30 mm con diametro esterno di 48,3 mm e spessore 11 mm. Così facendo si assicura un occhiello di diametro $48,3 - 2 \times 11 = 26,3 \text{ mm}$ che permette di avere adeguata tolleranza per l'inserimento del bullone M24.

Si procede a verificare la resistenza a trazione e rifollamento dell'occhiello soggetto ad una forza pari alla resistenza del diagonale $N_{t,Rd} = 79,00 \text{ kN}$.

Si verifica la sezione trasversale dell'occhiello in corrispondenza del foro $\phi 26,3$.

La verifica a sforzo normale (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 - *“Resistenza delle membrature”* del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$N_{Rd} = A_{\text{sez}} f_{yk} / \gamma_{M0} = 172,86 \text{ kN}$$

con:

$$A_{\text{sez}} = 30 \times 2 \times 11 = 660 \text{ mm}^2; f_{yk} = 275 \text{ MPa}; \gamma_{M0} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica a rifollamento dell'occhiello

La verifica a rifollamento (ai sensi del punto 4.2.8.1.2 - “*Collegamenti con perni*” del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$F_{b,Rd} = 1,5 d t f_{yk} / \gamma_{M0} = 282,86 \text{ kN}$$

in cui:

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$d = 24 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

A8.3.10.2 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO - NODO B

Si riporta la verifica degli inghisaggi chimici tipo “Hilti HIT-RE 500 V3” con barre 8M12 di classe 8.8 su piastra 235x200x15 mm. Le sollecitazioni di verifica (vedi paragrafo precedente) si determinano scomponendo la massima forza di trazione nei diagonal di controvento nella componente tangenziale parallela alla trave di spina secondo un angolo di incidenza pari a 32°:

$$V_{Ed} = N_{+} \cos(32^{\circ}) = 41,89 \text{ kN}.$$

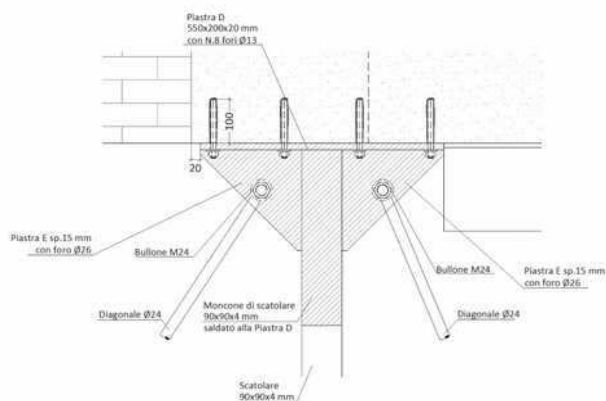


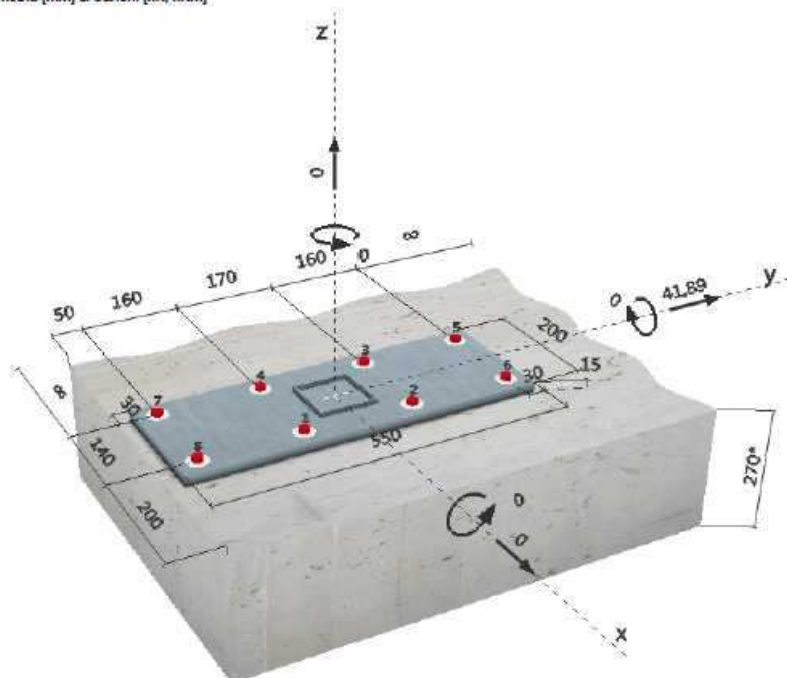
Fig.40 – Nodo di collegamento B delle aste del controvento

Si riporta scheda di verifica estratta dal software di calcolo del produttore degli ancoraggi suddetti.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M16
 Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco
 Profondità di posa effettiva: $h_{eff,proj} = 80 \text{ mm}$ ($h_{eff,inst} = 234 \text{ mm}$)
 Materiale: 8.8
 Certificazione No.: ETA 18/0143
 Emesso l Valido: 12/07/2017) -
 Prova: Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND
 Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$
 Piastra d'ancoraggio: $l_p \times l_y \times t = 200 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
 Profilo: Profilo quadrato cavo; ($L \times W \times T$) = $90 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$
 Materiale base: fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,calce} = 37,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 270 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
 Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
 Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$)
 senza armatura di bordo longitudinale

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]

**2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante**

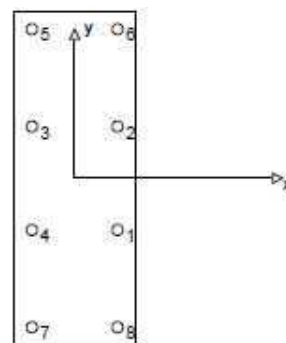
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	5,236	0,000	5,236
2	0,000	5,236	0,000	5,236
3	0,000	5,236	0,000	5,236
4	0,000	5,236	0,000	5,236
5	0,000	5,236	0,000	5,236
6	0,000	5,236	0,000	5,236
7	0,000	5,236	0,000	5,236
8	0,000	5,236	0,000	5,236

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]



4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	5,236	50,240	11	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	41,890	150,095	28	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	20,945	75,378	28	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Ed,x}$ [kN]	$\gamma_{M,x}$	$V_{Rd,x}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,250	50,240	5,236

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$c_{dr,N}$ [mm]	$s_{dr,N}$ [mm]	k-factor	
250800	57600	120	240	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{sc1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{sc2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,825	1,000
$N_{Ed,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
31,338	1,500	150,095	41,890		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_t [mm]	d_{top} [mm]	k_1	α	β	
80	16,0	1,700	0,063	0,060	
c_t [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
200	226800	180000			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{c,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{sc,V}$	$\psi_{re,V}$
0,750	1,054	2,500	0	1,000	1,000
$V_{Ed,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
45,403	1,500	75,378	20,945		

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi.
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!

L'ancoraggio risulta verificato!

Verifica a rifollamento della piastra

Si conduce la verifica a rifollamento del foro della piastra in oggetto, nei confronti di uno sforzo pari a quello agente sul singolo bullone di:

$$F_b = V_{Ed}/8 = 5,236 \text{ kN}$$

La verifica a rifollamento allo SLU (ai sensi del punto 4.2.8.1.1 - "Unioni con bulloni e chiodi" del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 99,80 \text{ kN} > F_b$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \times 30/13 - 1,7 ; 2,5) = \min(4,76 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(e_1/(3x d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1) = \min(30/(3 \times 13) ; 800/360 ; 1) = \min(0,77 ; 2,22 ; 1) = 0,77$$

$$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$$

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica del collegamento a perno piastra orizzontale - diagonale

Si rimanda alla relativa verifica per il Nodo A in quanto collegamento analogo al presente. La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica a rifollamento della piastra orizzontale

Si rimanda alla relativa verifica per il Nodo A in quanto collegamento analogo al presente. La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica della saldatura di collegamento tra piastre verticali e orizzontale

Si prevede una saldatura a doppio cordone d'angolo di spessore $s = 5$ mm disposta su tutta la lunghezza di contatto tra le piastre in oggetto pari a $L=230$ mm. Il collegamento deve essere in grado di trasferire la componente di taglio nella superficie di interfaccia tra i due elementi.

Dato lo spessore del cordone si ha un'altezza di gola di:

$$a = s/\sqrt{2} = 3,53 \text{ mm}$$

La verifica della saldatura (ai sensi del punto 4.2.8.2.4 - “Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo” del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$\sqrt{(n_{\text{perp}}^2 + t_{\text{perp}}^2 + \tau_{\text{parall}}^2)} = 25,79 \text{ MPa} \leq \beta_1 f_{yk} = 199,7 \text{ MPa}$$

$$n_{\text{perp}} + |t_{\text{perp}}| = 0 \leq \beta_2 f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

in cui nel caso specifico:

$$n_{\text{perp}} = 0$$

$$t_{\text{perp}} = 0$$

$$\tau_{\text{parall}} = V_{\text{Ed}} / (2a L) = 25,79 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\beta_2 = 1,00.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica del collegamento flangiato moncone – scatolare 90x90x4 mm

Si prevede un collegamento flangiato tra il montante scatolare 90x90x4 mm e il suo corrispettivo saldato alla piastra di nodo B. L'unione è resa tramite due piastre gemelle di dimensioni 190x190x8 mm con 4 fori $\phi 13$ collegate tramite N.4 bulloni M12 di classe 8.8 ad interasse $p_1 = p_2 = 140$ mm e distanze dal bordo $e_1 = 25$ mm. L'unione è soggetta ai valori di sollecitazione di taglio e flessione nel montante nella sezione di collegamento considerato quest'ultimo soggetto al solo peso proprio.

Presa una luce dei montanti corrispondente alla massima registrabile di $L=6,95$ m, le azioni agli Stati Limite Ultimi sul collegamento valgono:

$$V = 1,3q_{pp}L/2 = 0,48 \text{ kN}$$

$$M = Vz - q_{pp}z^2/2 = 0,19 \text{ kNm}$$

con:

$$q_{pp} = 0,105 \text{ kN/m}$$

peso proprio dello scatolare 90x90x4 mm

$$z = 0,40 \text{ m}$$

lunghezza del moncone di montante

Le forze di taglio e trazione sul singolo bullone valgono rispettivamente a:

$$F_{V,Ed} = V/4 = 0,12 \text{ kN}$$

$$F_{M,Ed} = M/c = 1,34 \text{ kNm}$$

$$\text{con } c = p_1 = p_2 = 0,140 \text{ m}$$

La verifica per bulloni soggetti sia a taglio che trazione (ai sensi del punto 4.2.8.1.1 - “Unioni con bulloni e chiodi” del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{M,Ed} / (1,4 F_{M,Rd}) = 0,02 \leq 1$$

con:

$$F_{V,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 32,26 \text{ kN}$$

$$F_{M,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 48,38 \text{ kN}$$

in cui

$$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$$

$$A_{res} = 84 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1,25.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Oltre alla verifica della bullonatura si esegue la verifica della flangia con riferimento allo sforzo di compressione del diagonale pari a 39,50 kN che le due piastre si trasferiscono per contatto.

Si verifica una trave fittizia a mensola di lunghezza pari a $L=50$ mm, incastrata in corrispondenza della

saldatura con lo scatolare e avente sezione di larghezza pari a quella del moncone $b=90$ mm e spessore $s=8$ mm.

Il momento di incastro vale:

$$M_{Ed} = qL^2/2 = 0,123 \text{ kNm}$$

con:

$$q = 39,50 \text{ kN} / (0,19 \times 0,19) \text{ mq} \times 0,09 \text{ m} = 98,48 \text{ kN/m.}$$

La verifica a flessione (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 - “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$M_{Rd} = W f_{yk} / \gamma_{M0} = 0,215 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

con:

$$W = b s^2/6 = 90 \times 8^2/6 = 960 \text{ mm}^3; f_{yk} = 235 \text{ MPa}; \gamma_{M0} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica dell'occhiello di collegamento di estremità del diagonale

Si rimanda alla relativa verifica per il Nodo A in quanto collegamento analogo al presente. La verifica è pertanto soddisfatta.

A8.3.11 - VERIFICA DEI DIAGONALI DEI CONTROVENTI DISSIPATIVI

Si riporta la verifica delle aste metalliche e dei relativi nodi di collegamento, costituenti il generico controvento dissipativo. Esso è composto da due aste diagonali contrapposte, da realizzare in tubolari di diametro $\phi=139,7$ mm e spessore 5 mm, convergenti nel nodo tipo centrale superiore e aventi inizio nei due nodi laterali inferiori. Questo vale sia per i controventi al piano terra che per quelli al piano primo. Nel nodo centrale superiore saranno alloggiati i dispositivi dissipativi tipo “D2S - Dyna Shock System SAS – BA5A-105 Fa” in posizione contrapposta e simmetrica.

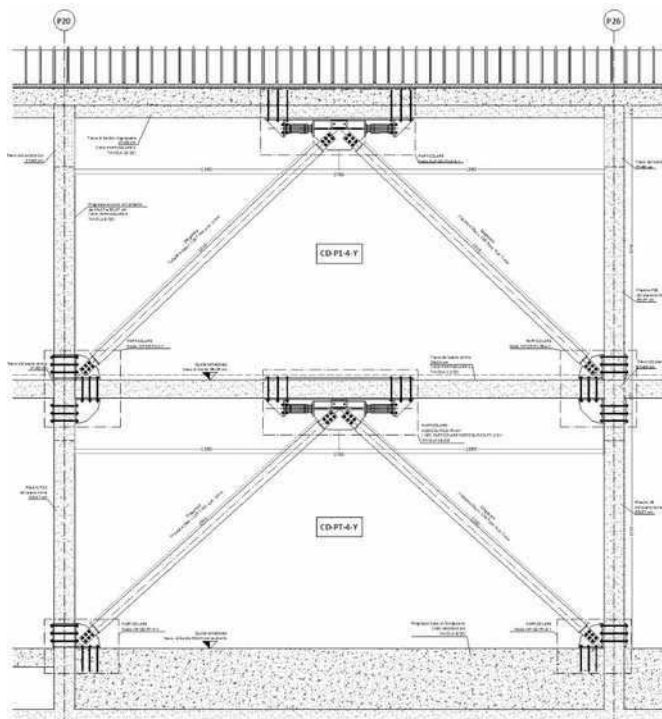


Fig.41 – Schema tipo del controvento dissipativo

Si verifica innanzitutto l'asta diagonale maggiormente sollecitata. Dai tabulati di calcolo si sono estratte le maggiori sollecitazioni di trazione e di compressione allo SLV ($q=1$) che valgono:

$$N_+ = 151,40 \text{ kN}$$

$$N_- = -155,90 \text{ kN.}$$

Data l'importanza strutturale del collegamento, per ottenere un maggiore livello di sicurezza e di robustezza, si consideri al posto dei valori suddetti, quelli teorici massimi calcolati a partire dalla massima azione che i dispositivi dissipativi possono sostenere allo SLV pari a $F = 310$ kN (con questa azione viene dimensionato il

nodo superiore centrale).

Tale azione orizzontale si scompone in una componente agente lungo l'asse del diagonale teso (T) e lungo l'asse del diagonale compresso (C), secondo l'angolo α che tali assi formano con la verticale secondo la formula:
 $T = C = F / (2 \sin \alpha)$.

Le azioni così determinate, che risultano superiori a quelle effettive agenti nei diagonali ricavate dal modello ad elementi finiti, vengono poi scomposte a loro volta in due reazioni di taglio, orizzontale e verticale, in corrispondenza dei nodi laterali inferiori, secondo le seguenti formule:

$$V_{\text{orizz}} = T \sin \alpha$$

$$V_{\text{vert}} = T \cos \alpha.$$

Nella tabella seguente sono riassunti, per ciascun controvento e per ciascun piano e direzione, tutte le forze agenti sui diagonali e nei nodi laterali inferiori.

in direzione longitudinale							
piano primo				piano terra			
Angolo °	C=T (kg)	V orizz	V vert	Angolo °	C=T (kg)	V orizz	V vert
43,43	22546,51	15500,00	16373,61	44,76	22012,71	15500,00	15630,40
43,43	22546,51	15500,00	16373,61	44,76	22012,71	15500,00	15630,40
46,48	21375,36	15500,00	14719,24	49,77	20302,36	15500,00	13112,43
46,48	21375,36	15500,00	14719,24	49,77	20302,36	15500,00	13112,43
34,90	27090,99	15500,00	22218,73	36,14	26281,86	15500,00	21224,66
34,90	27090,99	15500,00	22218,73	36,14	26281,86	15500,00	21224,66
in direzione trasversale							
piano primo				piano terra			
Angolo °	C=T (kg)	V orizz	V vert	Angolo °	C=T (kg)	V orizz	V vert
39,85	24189,27	15500,00	18570,70	40,60	23817,78	15500,00	18084,16
48,34	20746,82	15500,00	13790,60	48,16	20805,08	15500,00	13878,08
48,34	20746,82	15500,00	13790,60	48,16	20805,08	15500,00	13878,08
39,85	24189,27	15500,00	18570,70	40,60	23817,78	15500,00	18084,16

Si osserva che i massimi valori degli sforzi normali tesi e compressi nei diagonali sono pari a:
 $T = C = 270,91 \text{ kN} > N_t \text{ e } N_c$.

Le azioni di progetto nei nodi laterali inferiori valgono pertanto:

$$V_{\text{orizz}} = 155,00 \text{ kN}$$

$$V_{\text{vert}} = 222,19 \text{ kN}.$$

Verifica allo SLU per aste tese

La verifica a trazione allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 – “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008) è soddisfatta in quanto:

$$T = 270,91 \text{ kN} < N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 554,19 \text{ kN}$$

con:

$$A = 2116 \text{ mm}^2 ; f_{yk} = 275 \text{ MPa} ; \gamma_{M0} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica allo SLU per aste compresse

La verifica a compressione ed instabilità allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.3 – “Stabilità delle membrature” del D.M. 14/01/2008) è soddisfatta in quanto:

Instabilità aste compresse			profilo	Tubolare 139,7/5 mm	
L	404	cm	A	21,16	cm ²
β	1		Jx	480,54	cm ⁴
L 0	404	cm	Jy	480,54	cm ⁴
λ_{max}	85		Wx	68,8	cm ³
λ_{min}	85		Wy	38,8	cm ³
$\sigma_{cr min}$	2810	kg/cm ²	ρ_x	4,77	cm
$\sigma_{cr max}$	2810	kg/cm ²	ρ_y	4,77	cm
N cr min	59459,6	kg	f _{yk}	2750	kg/cm ²
N cr max	59459,6	kg	E	2100000	kg/cm ²
$\lambda_{adim. min}$	0,99		G	800000	kg/cm ²
$\lambda_{adim. max}$	0,99		γ_{M1}	1,05	
α	0,21				
Φ_{min}	1,072				
Φ_{max}	1,072				
χ_{min}	0,673				
χ_{max}	0,673				
N b,Rd	37302	kg			
N Ed	27091	kg			
VERIFICA					

La verifica è pertanto soddisfatta.

A8.3.11.1 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO A FORCHETTA DEI DIAGONALI

Tutti i diagonali presentano alle due estremità un piatto circolare saldato a completo ripristino alla testa del tubolare e su questo vengono saldate due piastre 230x120x12 mm con n.6 bulloni M16 ($A_{res} = 157 \text{ mm}^2$) di classe 8.8, ad interasse $p_2 = 60 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1 = 30 \text{ mm}$ e $e_2 = 30 \text{ mm}$, per il collegamento a forchetta con la piastra di nodo di spessore 20 mm (superiore ed inferiore).

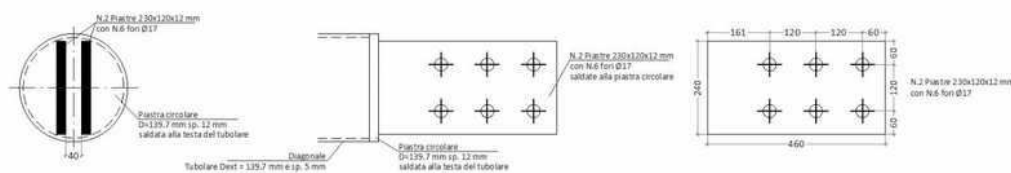


Fig.42 – Nodo di collegamento a forchetta tra diagonali e nodi inferiore e superiore

Verifica della bullonatura

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = T/6 = C/6 = 45,15 \text{ kN}$$

$$\text{con } T = C = 270,91 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 60,29 \text{ kN}$$

$$\text{con } f_{tb} = 800 \text{ MPa.}$$

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 97,42 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \times 30/17 - 1,7 ; 2,5) = \min(3,24 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(e_1/(3x d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1) = \min(30/(3 \times 17) ; 800/430 ; 1) = \min(0,59 ; 1,86 ; 1) = 0,59$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$t = 12 \text{ mm.}$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 2 piani di taglio:

$$V_b / 2F_{v,Rd} = 0,37 < 1$$

$$V_b / 2F_{b,Rd} = 0,23 < 1.$$

Verifica del profilo indebolito dai fori

Si verifica il profilo piatto della forchetta così come indebolito dai fori. L'area al netto dei fori $d=17 \text{ mm}$ dei due piatti 230x120x12 mm vale:

$$A_{\text{netta}} = 2 \times (120 \times 12 - 2 \times (17 \times 12)) = 2064 \text{ mm}^2$$

La verifica a trazione allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 – “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008) è soddisfatta in quanto:

$$T = 270,91 \text{ kN} < N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = A_{\text{netta}} f_{yk} / \gamma_{M0} = 540,57 \text{ kN}$$

con:

$$A_{\text{netta}} = 2064 \text{ mm}^2 ; f_{yk} = 275 \text{ MPa} ; \gamma_{M0} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica della saldatura dei piatti a forchetta

Si prevede una saldatura a doppio cordone d'angolo di spessore $s = 5 \text{ mm}$ disposta su tutta la lunghezza di contatto tra le piastre in oggetto pari a $L = 120 \text{ mm}$. Il collegamento deve assicurare la trasmissione dello sforzo normale massimo nei tubolari pari a $T = C = 270,91 \text{ kN}$.

Dato lo spessore del cordone si ha un'altezza di gola di:

$$a = s/\sqrt{2} = 3,53 \text{ mm}$$

La verifica della saldatura (ai sensi del punto 4.2.8.2.4 - “Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo” del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$\sqrt{(n_{\text{perp}}^2 + t_{\text{perp}}^2 + \tau_{\text{parall}}^2)} = 159,89 \text{ MPa} \leq \beta_1 f_{yk} = 199,7 \text{ MPa}$$

$$|n_{\text{perp}}| + |t_{\text{perp}}| = 159,89 \text{ MPa} \leq \beta_2 f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

in cui nel caso specifico:

$$n_{\text{perp}} = T / (4 a L) = 159,89 \text{ MPa}$$

$$t_{\text{perp}} = 0$$

$$\tau_{\text{parall}} = 0$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\beta_2 = 1,00.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

A8.3.11.2 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO – NODO TIPO SUPERIORE CENTRALE

Il nodo tipo superiore, al piano terra e al piano primo, è formato da una piastra centrale principale (Nodo C) di spessore 20 mm (che presenta i fori per il collegamento bullonato con i diagonalali) irrigidita orizzontalmente da due piatte saldate 660x120x20 mm e alle estremità da due piastre verticali 440x200x20 mm, sulle quali spingono i dispositivi dissipativi. Questi ultimi sono bullonati attraverso una propria flangia con quattro bulloni M12 alle rispettive piastre irrigidite laterali saldate al piatto 270x1945x20 mm (Nodo A), a sua volta solidale con il solaio di piano attraverso una serie di 6+6 barre M16 di classe 8.8 passanti la trave di piano.

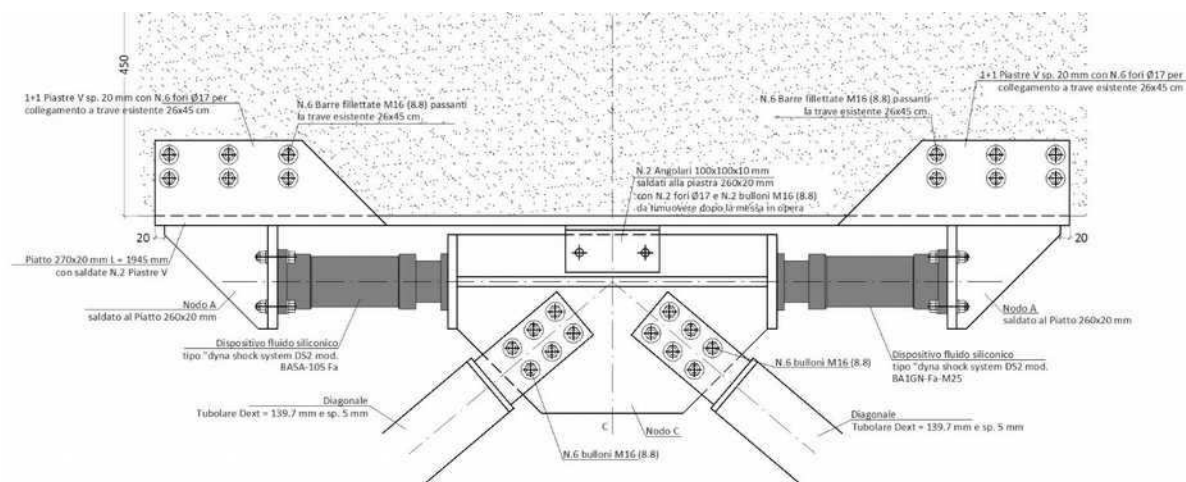


Fig.43 – Nodo tipo superiore centrale

Verifica della bullonatura passante

Il collegamento è verificato con la forza massima resistente dei dissipatori, ossia una forza orizzontale pari a: $F = 310 \text{ kN}$ (valore ricavato da scheda tecnica del produttore).

La forza suddetta deve essere trasferita dalla trave del solaio di piano ai dispositivi dissipativi attraverso un

collegamento bullonato passante di 6+6 bulloni M16 ($A_{res} = 157 \text{ mm}^2$) di classe 8.8.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = F/12 = 25,83 \text{ kN}.$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 60,29 \text{ kN} > V_b.$$

con $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$.

Inoltre a causa dell'eccentricità tra l'asse dei dispositivi e l'asse medio del solaio, pari a $e = 260 \text{ mm}$, si genera un momento flettente che viene scomposto in una coppia di forze (di segno opposto) a distanza $d = 1625 \text{ mm}$ agenti rispettivamente su 6 bulloni ciascuna:

$$M = F \times e = 80,6 \text{ kN m}$$

$$N = M/d = 49,6 \text{ kN}$$

$$N_b = N/6 = 8,27 \text{ kN}.$$

La resistenza a trazione del bullone vale:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 90,432 \text{ kN} > N_b$$

con $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$.

La verifica a trazione e taglio è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / F_{v,Rd} + N_b / 1,4 F_{t,Rd} = 0,49 < 1.$$

Verifica della saldatura tra il Nodo A e il piatto 270x1945x20 mm solidale al solaio

Si prevede una saldatura a doppio cordone d'angolo di spessore $s = 15 \text{ mm}$ disposta su tutta la lunghezza di contatto tra le piastre in oggetto, formanti una sezione a T riportata in figura.

Il collegamento deve assicurare la trasmissione dell'azione suddetta $F = 310 \text{ kN}$ (azione di taglio parallela al solaio) che risulta però eccentrica rispetto al piatto 270x1365x20 mm (solidale al solaio) di una distanza $e = 100 \text{ mm}$. Pertanto si genera un momento flettente che va ad agire con tensioni normali sull'insieme dei cordoni di saldatura (sezione a T):

$$M = F \times e = 31 \text{ kN m}.$$

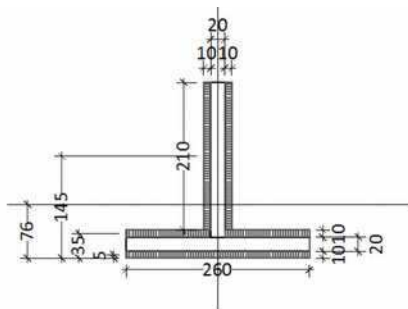


Fig.44 – saldatura composta del nodo in esame

Dato lo spessore del cordone si ha un'altezza di gola di:

$$a = s/\sqrt{2} = 10,6 \text{ mm}.$$

Si determina l'area totale della sezione composta:

$$A = 2 \times (260 \times 10,6 + 210 \times 10,6) = 9964 \text{ mm}^2$$

Si determina la posizione dell'asse neutro della sezione composta:

$$y_G = ((260 \times 10,6 \times 5,3) + (260 \times 10,6 \times 35,9) + (210 \times 10,6 \times 145,6) + (210 \times 10,6 \times 145,6)) / A = 76,45 \text{ mm}$$

Si determina il momento di inerzia della sezione composta:

$$J_x = (1/12 \times 260 \times 10,6^3 + 260 \times 10,6 \times (y_G - 5,3)^2) + (1/12 \times 260 \times 10,6^3 + 260 \times 10,6 \times (y_G - 35,9)^2) + 2 \times (1/12 \times 210 \times 10,6^3 + 210 \times 10,6 \times (145,6 - y_G)^2) = 56184397 \text{ mm}^4$$

Si determina il modulo di resistenza minimo della sezione composta:

$$W_{x \min} = J_x / (250,6 - y_G) = 322620 \text{ mm}^3.$$

Si determina l'area a taglio della sezione composta:

$$A_v = 2 \times (210 \times 10,6) = 4452 \text{ mm}^2$$

La verifica della saldatura (ai sensi del punto 4.2.8.2.4 - "Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo" del D.M. 14/01/2008) riporta:

$$\sqrt{(n_{\text{perp}}^2 + t_{\text{perp}}^2 + \tau_{\text{parall}}^2)} = 118,67 \text{ MPa} \leq \beta_1 f_{yk} = 199,7 \text{ MPa}$$

$$|n_{\text{perp}}| + |t_{\text{perp}}| = 96,09 \text{ MPa} \leq \beta_2 f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

in cui nel caso specifico:

$$n_{\text{perp}} = M / W_{x \min} = 96,09 \text{ MPa}$$

$$t_{\text{perp}} = 0$$

$$\tau_{\text{parali}} = F/A_v = 69,63 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\beta_2 = 1,00.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

A8.3.11.3 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO – NODO TIPO INFERIORE LATERALE

Il nodo tipo superiore, al piano terra e al piano primo, è formato da una piastra centrale principale (Nodo C) di spessore 20 mm (che presenta i fori per il collegamento bullonato con i diagonal) irrigidita orizzontalmente da due piastre saldate 660x120x20 mm e alle estremità da due piastre verticali 440x200x20 mm, sulle quali spingono i dispositivi dissipativi. Questi ultimi sono bullonati attraverso una propria flangia con quattro bulloni M12 alle rispettive piastre irrigidite laterali saldate al piatto 270x1945x20 mm (Nodo A), a sua volta solidale con il solaio di piano attraverso una serie di 6+6 barre M16 di classe 8.8 passanti la trave di piano.

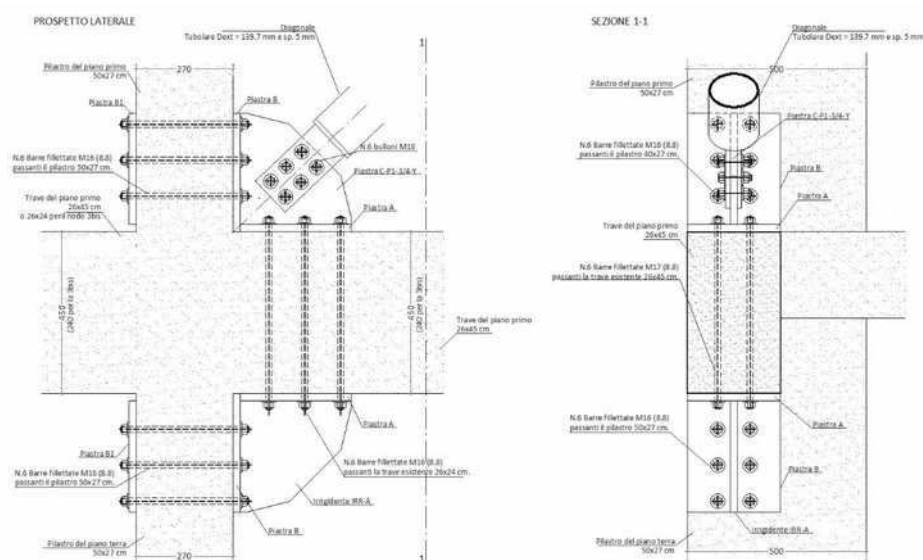


Fig.45 – Nodo tipo inferiore al P1

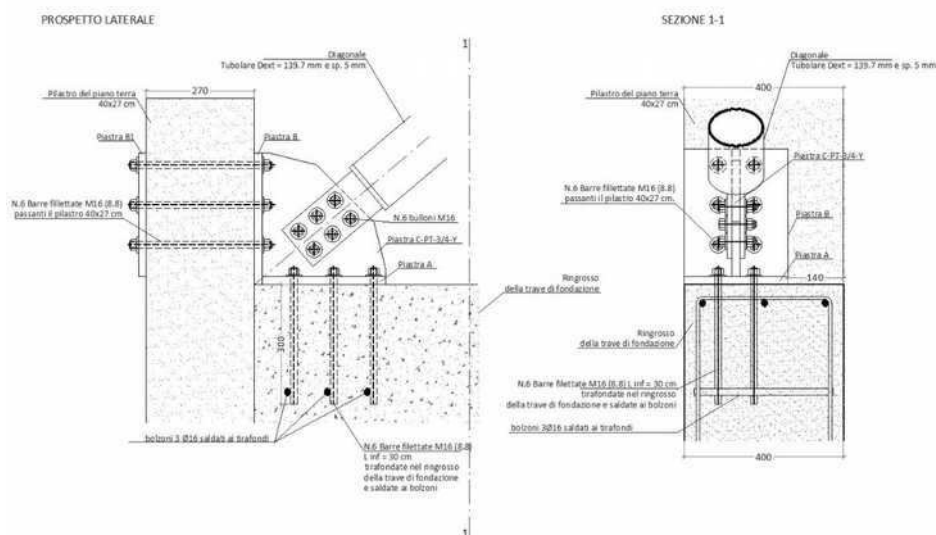


Fig.46 – Nodo tipo inferiore al PT

Verifica della bullonatura passante

Il collegamento è verificato con la forza di taglio massima sviluppata nei diagonal di controvento nel caso in cui i dispositivi resistano alla massima forza orizzontale pari a $F = 310 \text{ kN}$ (valore ricavato da scheda tecnica del produttore). Come già calcolato precedentemente le massime forze di taglio derivanti dalla scomposizione dello sforzo normale dei diagonale secondo l'asse orizzontale e verticale, valgono:

$$V_{orizz} = 155,00 \text{ kN}$$

$$V_{vert} = 222,19 \text{ kN.}$$

Si considera a favore di sicurezza per tutti i collegamenti il valore massimo tra i due pari a $V = 222,19 \text{ kN}$.

La forza suddetta deve essere trasferita dal nodo alla struttura in c.a. esistente attraverso un collegamento bullonato passante di 6 bulloni M16 ($A_{res} = 157 \text{ mm}^2$) di classe 8.8.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = V/6 = 37,03 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 60,29 \text{ kN} > V_b.$$

con $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$.

La verifica è pertanto soddisfatta.

Questo tipo di collegamento vale anche per il nodo analogo ma a contatto con la fondazione.

Verifica dei tirafondi con la fondazione

Per dimensionare la lunghezza di ancoraggio dei tirafondi nella fondazione ringrossata in c.a. si consideri che la suddetta forza sia applicata in direzione normale alla fondazione, ossia tale da generare una trazione sui tirafondi 6 M16 di classe 8.8 e lunghezza di aderenza interna al calcestruzzo pari a $L=300 \text{ mm}$. Pertanto su ciascun bullone lo sforzo di trazione vale:

$$V = 222,19 \text{ kN.}$$

$$N_b = V/6 = 37,03 \text{ kN.}$$

La resistenza a trazione del bullone vale:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 90,432 \text{ kN} > N_b$$

con $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$.

La verifica è pertanto soddisfatta.

Il massimo sforzo trasferibile con la lunghezza di ancoraggio indicata si calcola nel modo seguente:

$$N_{Rd} = (2\pi R) \times L \times f_{bd} = 40,54 \text{ kN} > N_b$$

con:

$$R = 8 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = f_{bk}/1,5 = 2,69 \text{ MPa}$$

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} = 2,25 \times 1 \times 1,80 = 4,04 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa.}$$

Cautelativamente i tirafondi saranno saldati anche a dei bolzoni $\phi=16 \text{ mm}$ interni al getto.

A8.3.12 - VERIFICA DELLE NUOVE ARCHITRAVI METALLICHE INTRADOSSALI ALLE TRAVI DEL CORRIDOIO DEL PIANO TERRA

Dall'analisi dei risultati delle verifiche statiche sull'edificio in esame (cfr. Relazione tecnica di calcolo delle verifiche depositate in data 29/03/2013 e successive integrazioni in data 05/06/2014) emerge che occorre rinforzare a taglio alcune travi del piano primo (a copertura del piano terra) ed in particolare quelle in corrispondenza del soffitto del corridoio del piano terra (tra le coppie di pilastri P6-P7, P12-P13, P18-P19, P24-P25, P30-P31, P34-P35 e P38-P39). Il rinforzo verrà eseguito mediante inserimento di architravi in profili metallici posizionate all'intradosso delle campate interessate di trave.

Dai tabulati di calcolo del software utilizzato si ricava che il massimo taglio agente alle estremità delle suddette campate vale allo SLU:

$$V_{Ed} = 61,40 \text{ kN.}$$

La nuova architrave metallica, che avrà il compito di resistere all'intero taglio suddetto senza contributo della trave in c.a., sarà composta da n.2 profili UPN160 accoppiati aventi un'area a taglio totale pari a:

$$A_v = 2 \times 1035 \text{ mm}^2 = 2070 \text{ mm}^2.$$

Per quanto riguarda la verifica a taglio allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 – “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008), è soddisfatta in quanto:

$$V_{Ed} = 61,40 \text{ kN} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (1,732 \gamma_{M0}) = 313,015 \text{ kN}$$

con:

$$A_v = 2070 \text{ mm}^2 ; f_{yk} = 275 \text{ MPa} ; \gamma_{M0} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

A maggior presidio, esecutivamente la nuova trave metallica verrà ancorata all'intradosso della trave in c.a. 90x24 cm esistente mediante una serie di ancoranti chimici disposti come nell'elaborato grafico allegato.

* * *

Il collegamento bullonato con il pilastro esistente (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di n. 4 bulloni passanti M16 ($A_{res} = 157 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 con i profili UPN ai lati del pilastro aventi n. 4 fori di diametro 17 mm ad interassi $p_1 = 60 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1 = 50 \text{ mm}$ e $e_2 = 80 \text{ mm}$.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = V_{Ed} / 4 = 15,35 \text{ kN}.$$

A causa dell'eccentricità $e = 50 \text{ mm}$ del suddetto taglio rispetto all'asse delle bullonature sui 4 bulloni agirà anche un taglio aggiuntivo pari a:

$$M = V_{Ed} \times e = 3070 \text{ kN mm}$$

$$V_b'' = M / 2p_1 = 25,58 \text{ kN}.$$

Il taglio risultante sommato vettorialmente è pari a:

$$V_b = \sqrt{(V_b')^2 + (V_b'')^2} = 29,83 \text{ kN}.$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 60,29 \text{ kN}$$

con $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$.

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 95,976 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \times 80 / 17 - 1,7 ; 2,5) = \min(11,47 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(p_1 / (3x d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1) = \min(60 / (3 \times 17) - 0,25 ; 800 / 430 ; 1) = \min(0,93 ; 1,86 ; 1) = 0,93$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$t = 7,5 \text{ mm (anima UPN160)}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 2 piani di taglio:

$$V_b / 2F_{v,Rd} = 0,25 < 1$$

La verifica a rifollamento è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / 2F_{b,Rd} = 0,16 < 1.$$

A8.3.13 - VERIFICA DELLE NUOVE ARCHITRAVI METALLICHE INTRADOSSALI ALLE TRAVI DI COPERTURA DEL VANO INTERRATO

Dall'analisi dei risultati delle verifiche statiche sull'edificio in esame (cfr. Relazione tecnica di calcolo delle verifiche depositate in data 29/03/2013 e successive integrazioni in data 05/06/2014) emerge che occorre rinforzare a taglio alcune travi del piano terra (a copertura del piano interrato) ed in particolare quelle in corrispondenza del soffitto dei locali interrati (tra i pilastri P5, P6, P7 e P8). Il rinforzo verrà eseguito mediante inserimento di architravi in profili metallici posizionate all'intradosso delle campate interessate di trave.

Dai tabulati di calcolo del software utilizzato si ricava che il massimo taglio agente alle estremità delle suddette campate vale allo SLU:

$$V_{Ed} = 103,40 \text{ kN}.$$

La nuova architrave metallica, che avrà il compito di resistere all'intero taglio suddetto senza contributo della trave in c.a., sarà composta da n.1 profili HEA200 avente un'area a taglio pari a:

$$A_v = 1380 \text{ mm}^2.$$

Per quanto riguarda la verifica a taglio allo SLU (ai sensi del punto 4.2.4.1.2 – “Resistenza delle membrature” del D.M. 14/01/2008), è soddisfatta in quanto:

$$V_{Ed} = 103,40 \text{ kN} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (1,732 \gamma_{M0}) = 208,677 \text{ kN}$$

con:

$$A_v = 1380 \text{ mm}^2 ; f_{yk} = 275 \text{ MPa} ; \gamma_{M0} = 1,05.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

A maggior presidio, esecutivamente la nuova trave metallica verrà ancorata all'intradosso della trave in c.a. 100x24 cm esistente mediante una serie di ancoranti chimici disposti come nell'elaborato grafico allegato.

* * *

Il collegamento bullonato con il pilastro esistente (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di n. 8 bulloni

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_r [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	12,925	50,240	26	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	103,400	109,478	95	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	51,700	68,080	76	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{R,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{R,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,250	50,240	12,925

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$c_{s,N}$ [mm]	$s_{s,N}$ [mm]	k-factor	
183600	57600	120	240	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{m,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{R,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{R,c,p}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
25,760	1,500	109,478	103,400		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_f [mm]	d_{con} [mm]	k_f	α	β	
80	16,0	1,700	0,074	0,064	
c_f [mm]	$A_{s,V}$ [mm ²]	$A_{s,V}^0$ [mm ²]			
145	156863	94813			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{o,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{m,V}$
1,000	1,000	2,500	0	1,000	1,000
$V_{R,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{R,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
24,175	1,500	68,080	51,700		

6 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti SeismicFilling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!

L'ancoraggio risulta verificato!

A8.3.14 - VERIFICA DEI RINFORZI IN FRP PER LE TRAVI RICALATE DEL PIANO PRIMO

Dall'analisi dei risultati delle verifiche statiche sull'edificio in esame (cfr. Relazione tecnica di calcolo delle verifiche depositate in data 29/03/2013 e successive integrazioni in data 05/06/2014) emerge che occorre rinforzare a taglio alcune travi ricalate 27x80 cm del piano primo (a copertura del piano terra) ed in particolare quelle in corrispondenza della campata laterale di maggior luce, rispetto al corridoio, appartenenti alle tre travate principali (tra le coppie di pilastri P19-P20, P25-P26, P31-P32). Il rinforzo verrà eseguito mediante fasciature "ad U" con nastri in materiale composito FRP applicati sulle parti ricalate, al di sotto del solaio del piano primo. Per maggiori dettagli si veda l'elaborato grafico allegato.

Dai tabulati di calcolo del software utilizzato si ricava che il massimo taglio agente alle estremità delle suddette campate vale allo SLU:

$$V_{Ed} = 168,20 \text{ kN.}$$

Il nuovo rinforzo in CFRP tipo "Fibrebuild FB-GV 330U HT" sarà applicato attorno all'anima della trave mediante strisce continue di larghezza 200 mm per il primo metro di trave a partire dai due pilastri di estremità. La delaminazione sarà impedita da un sistema di connettori inseriti a V nella parte alta dell'anima (sotto solaio) pultrusi in carbonio tipo "Fibrebuild Elips F10".

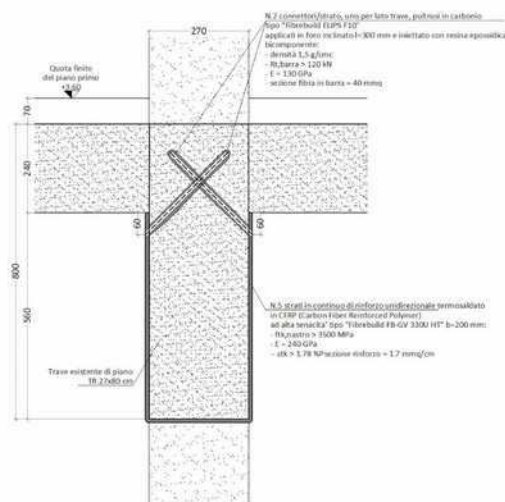


Fig.47 – Nodo tipo inferiore al PT

Per il dimensionamento si fa riferimento alla norma CNR DT 200-2004 aggiornata con le Linee Guida FRP 2009 – punto 3.3 "Rinforzo a taglio". Si riporta nel seguente foglio di calcolo il dimensionamento eseguito.

Caratteristiche geometriche della sezione

b	27	cm
h	80	cm
hw	56	cm
d	77	cm
d'	3	cm
φs	14	mm
φs'	14	mm
As	1,54	cmq
ns	4	barre
As'	1,54	cmq
ns'	2	barre
Ac	2160	cmq
As tot	9,24	cmq

Resistenza di calcolo a compressione semplice

Rck	130	Kg/cmq
fck	107,9	Kg/cmq
αcc	1	
γc	1,5	
fcd	71,933333	Kg/cmq

Modulo elastico

Rck	130	Kg/cmq
fck	107,9	Kg/cmq
fcm	187,9	Kg/cmq
Ecm	265828	Kg/cmq

Resistenza di calcolo dell'acciaio

fyk	2300	Kg/cmq
γs	1,15	

Caratteristiche geometriche del rinforzo in FRP

Disposizione ad U

wf	20	cm	LARGHEZZA OK	LARGHEZZA OK
tf	0,0167	cm		
Ef	2400000	kg/cmq		
pf	20	cm	PASSO OK	38,5 cm
rc	2	cm	RAGGIO OK	
β	90	°	1,5707963	
cotg β	6,12E-017			
θ	45	°		
cotg θ	1			

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio (NTC 2008 – punto 4.1.2.1.3.2)

V Ed	16820	Kg	ricavato da analisi
θ	21,9	°	
$\cotg \theta$	2,4875781		INCLINAZIONE BIELLE OK
α	90	°	
ϕ_{sw}	8	mm	
A_{sw}	0,50	cmq	
n_{sw}	2	braccia	
s	30	cm	
V Rsd	11554	Kg	resistenza armatura di acciaio
α_c	1		
V Rcd	23290	Kg	resistenza biella compressa calcestruzzo

Contributo di rinforzo di FRP (CNR DT 200-2004 - Linee Guida FRP 2009 – punto 3.3)**Disposizione ad U**

resistenza delaminazione di estremità

kb 0,8164966 < 1

 $\gamma_{f,d}$ 1,5 applicazione tipo B

ffdd 3122,6812 kg/cmq

le 11,69628 cm

ffed 2905,2779 kg/cmq

resistenza di progetto a taglio

 $\gamma_{R,d}$ 1,2**V Rd,f 5603,8454 Kg**

V Rsd+V Rd,f 17157,478 Kg

V Rd 17157,478 Kg VERIFICA

Come si osserva dai valori sopra riportati, il contributo dei nastri in FRP si somma al contributo delle staffe presenti nella trave per una resistenza totale a taglio pari a:

$$V_{Rd} = 171,57 \text{ kN} > V_{Ed}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

EDIFICIO “NUOVO ATRIO D'INGRESSO”**A8.4 - DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE****A.8.4.1 - CARICHI UNITARI DI PROGETTO**

I Carichi permanenti e accidentali assunti per il nuovo edificio in fase di progetto sono riportati nelle seguenti tabelle.

Livello	Solaio	Tipo Permanenti	Pesi propri strutturali (KN/mq)	Permanenti non strutturali (KN/mq)	Destinaz.	Variabili (KN/mq)
Piano terra (atrio e pensilina coperta)	Soletta piena sp. 20 cm + vespaio areato 35+5 cm	Soletta + vespaio areato + isolante + massetto imp 10 + pavimento	5,00	4,75	Cat. C2 (Scale comuni)	4,00
Piano terra (rampa inclinata)	Soletta piena sp. 20 cm + vespaio areato 35+5 cm	Soletta + vespaio areato + massetto imp 6 + pavimento	5,00	3,95	Cat. C2 (Scale comuni)	4,00
Copertura (atrio)	Solaio lamiera grecata e soletta	Lamiera grecata + soletta allegg. + isolante + pannelli multistrato + controsoffitto	1,80	0,75	0,5 x Neve + Cat. H1	0,5 x 0,80 + 0,50 = 0,90
Copertura (pensilina coperta)	Pannelli multistrato	Pannelli multistrato + carter metallico intradosso	0,15	0,30	Neve	0,80

Tipologia Carico permanente	KN/mq
Soletta piena sp. 20 cm	5,00
Vespaio areato 35+5 cm in cupole di plastica	2,35
Isolante sp. 8 cm	0,10
Massetto impianti 10 cm	1,60
Massetto impianti 6 cm	0,90
Pavimento	0,70
Lamiera grecata	0,20
Soletta sp. medio 10 cm in cls alleggerito (1600 kg/mc)	1,60
Pannelli multistrato	0,15
Controsoffitto REI	0,50
Carter metallico intradosso	0,30

Tipologia Sovraccarico variabile	KN/mq	Coeff. ψ_{0i}	Coeff. ψ_{1i}	Coeff. ψ_{2i}
Scale comuni (Cat. C2)	4,00	0,7	0,7	0,6
Manutenzione (Cat. H1)	0,50	0,0	0,0	0,0
Carico neve (< 1000 m s.l.m.)	0,80	0,5	0,2	0

Peso proprio del C.L.S. alleggerito

16,00 kN/mc

Peso proprio dell'acciaio

78,50 kN/mc

Peso proprio dei tamponamenti esterni (a favore di sicurezza si considerano opachi)

9,30 kN/ml

intonaco 3 cm: 0,60 kN/mq x 3,10 m = 1,86 kN/ml

blocco alveolare 20 cm: 10,00 kN/mc x 0,20 m x 3,10 m = 6,2 kN/ml

isolante cappotto: 0,10 kN/mq x 3,10 m = 0,31 kN/ml

rasatura 1 cm: 0,30 kN/mq x 3,10 m = 0,93 kN/ml

Azione del vento

Zona vento = 3 ($V_{bo} = 27 \text{ m/s}$; $A_o = 500 \text{ m}$; $K_a = 0,020 \text{ 1/s}$)

Classe di rugosità del terreno: C

Categoria esposizione: tipo III ($K_r = 0,20$; $Z_o = 0,10 \text{ m}$; $Z_{min} = 5 \text{ m}$)

Velocità di riferimento = $27,00 \text{ m/s}$

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 46 daN/mq

Coefficiente dinamico (C_d) = $1,00$

Coefficiente di esposizione (C_e) = $1,71$

Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = $1,00$

Altezza dell'edificio = $4,50 \text{ m}$

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 78 daN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = $0,80$ (copertura atrio e pareti sopravento): $78 \text{ daN/mq} \times 0,80 = 62,4 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma (C_p) = $-0,40$ (copertura atrio e pareti sopravento): $78 \text{ daN/mq} \times -0,40 = -31,2 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma (C_p) = $+1,20$ (pensiline con $\alpha=0^\circ$): $78 \text{ daN/mq} \times 1,20 = +93,6 \text{ daN/mq}$

A.8.4.2 - CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA E AZIONE SISMICA PER IL MODELLO GLOBALE

Le analisi descritte nei successivi capitoli sono state svolte con l'ausilio di codici di calcolo agli elementi finiti, le affidabilità e attendibilità dei quali sono state di volta in volta accertate tramite controlli e schemi semplificati mediante l'utilizzo degli schemi classici manuali della teoria della Scienza delle Costruzioni. Le analisi più semplici sono state condotte direttamente mediante l'utilizzo degli schemi classici manuali della teoria della Scienza delle Costruzioni.

L'analisi eseguita nelle modellazioni globali è stata di tipo dinamica lineare modale mentre nei calcoli manuali l'analisi è stata di tipo statico lineare. Si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni di carico, in funzione degli stati limite analizzati, ai sensi dei punti 2.5.3 – “Combinazioni delle azioni” e 3.1.4. – “Carichi Variabili” del D.M. 14/01/2008:

Condizioni di carico elementari

Pesi propri strutturali (G_1)

Carichi permanenti non strutturali (G_2)

Carichi variabili (Q_i)

Combinazioni di carico Stato Limite Ultimo per carichi verticali

$1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 Q_1 + 1,5 \psi_{02} Q_2 + 1,5 \psi_{03} Q_3$

secondo l'approccio progettuale 2 ai sensi del punto 2.6.1 – “Stati limite ultimi” del D.M. 14/01/2008.

Combinazioni di carico Stato Limite Esercizio per carichi verticali

Rara $G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} Q_2 + \psi_{03} Q_3$

Frequente $G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3$

Quasi permanente $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3$

Combinazioni di carico “Stato Limite Salvaguardia della vita” e “di Danno” per azione sismica

$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3 + (-) E$

in cui E rappresenta l'azione sismica nelle due direzioni indipendenti E_x e E_y e l'azione sismica in una direzione combinata con il 30% degli effetti dell'azione sismica nell'altra direzione, ai sensi del punto 7.3.5 – “Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica...” del D.M. 14/01/2008, per tutti i casi possibili:

$[E_x + (-) 0,3 E_y]$

$[E_y + (-) 0,3 E_x]$.

Le masse strutturali sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio, dei carichi permanenti non strutturali e di un'aliquota dei carichi accidentali. Pertanto, in conseguenza di quanto sopra, le masse da applicare ai vari elementi strutturali, sono del tipo:

$M = (G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3)$

ai sensi del punto 3.2.4 – “Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni” del D.M. 14/01/2008.

Per l'opera strutturale sono stati assunti i seguenti parametri di progetto, ai sensi del punto 2.4 – “Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento” del D.M. 14/01/2008:

VITA NOMINALE $V_N = 50$ anni (2. Opere ordinarie)

CLASSE D'USO = III (affollamenti significativi) e COEFF. D'USO $C_u = 1,5$

PERIODO DI RIFERIMENTO PER AZIONE SISMICA $V_R = V_N * C_u = 75$ anni

Gli stati limite verificati sotto azione sismica sono, ai sensi del punto 3.2.1 – “Stati limite e relative probabilità di superamento” del D.M. 14/01/2008:

- Stato limite di Operatività (SLO)

- Stato limite di Danno (SLD)
 - Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
 PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA:
 $T_R = -V_R / (\ln(1-P_{VR})) = 45$ anni per SLO
 $T_R = -V_R / (\ln(1-P_{VR})) = 75$ anni per SLD
 $T_R = -V_R / (\ln(1-P_{VR})) = 712$ anni per SLV
 COORDINATE GEOGRAFICHE DEL SITO:
 LATITUDINE: 43.9578
 LONGITUDINE: 11.3894
 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO: C
 CATEGORIA TOPOGRAFICA: T1

A partire dai dati di pericolosità sismica disponibile sui punti di un reticolo di riferimento, attraverso i dati di cui sopra, procedendo per interpolazione è possibile procedere alla determinazione dell'azione sismica di progetto per i due stati limite attraverso la terna di valori a_g (accelerazione orizzontale massima del terreno), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) per il sito in esame:

per SLO:
 $a_g = 0,075$ g
 $F_0 = 2,450$
 $T_c^* = 0,260$ s
 per SLD:
 $a_g = 0,094$ g
 $F_0 = 2,430$
 $T_c^* = 0,270$ s
 per SLV:
 $a_g = 0,223$ g
 $F_0 = 2,390$
 $T_c^* = 0,290$ s.

Per gli SLO e SLD gli spettri di progetto da utilizzare sono gli spettri elastici corrispondenti, riferito alla probabilità di superamento, mentre per lo SLV lo spettro da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento, con le ordinate ridotte del fattore $1/q$, dove q è il fattore di struttura, come specificato al punto 3.2.3.4 – “Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio” del D.M. 14/01/2008:

TIPOLOGIA STRUTTURALE: NON DISSIPATIVA
 FATTORE DI STRUTTURA $q = 1$.

A.8.4.3 - ILLUSTRAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI PER L'ANALISI STRUTTURALE E PER LE VERIFICHE

Il calcolo delle sollecitazioni nelle varie membrature è stato condotto mediante elaboratore, facendo uso di un programma per l'analisi statica e dinamica di strutture tridimensionali con il metodo degli elementi finiti (Pro_Sap), la cui affidabilità è stata ampiamente testata e validata. In particolare si riportano i dati relativi al codice di calcolo utilizzato:

Pro_Sap – versione 13.0.1

Prodotto e distribuito da: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.R.L.

Via Garibaldi n.90 – 44121 Ferrara.

A.8.4.4 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per questo tipo di struttura, l'approccio di calcolo più idoneo in grado di rappresentarne correttamente il comportamento è realizzato da un modello completo di calcolo ad elementi finiti. Il modello rappresenta tridimensionalmente la struttura sia dal punto di vista della distribuzione delle masse, sia dal punto di vista della distribuzione delle rigidità.

Il modello è caratterizzato da: elementi “shell” per platea di fondazione ($K_w = 10000$ KN/mc = 1 Kg/cmc) di spessore 0,20 m;

- elementi “solai” per solai di piano infinitamente rigidi (atrio - spessore membranale = 5,5 cm);
- elementi “solai” per solai di piano non infinitamente rigidi (pensilina coperta);
- elementi “beam” con sezione rettangolare di dimensioni varie per travi in c.a. per nervature platea;
- elementi “beam” con sezione scatolare per colonne metalliche;

- elementi “beam” con sezioni di vari profili metallici per travi di copertura (con svincoli e senza svincoli alle estremità);
- elementi “asta” con sezioni circolari per tondini dei controventi verticali ed orizzontali;
- elementi “beam” infinitamente rigidi e con materiale senza peso, per elementi di distribuzione dei carichi e per zone di intersezione travi-colonne e platea-colonne.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo analizzato.

Per le verifiche di resistenza, condotte dal post-processore del medesimo software utilizzato, si è adottato il metodo semiprobabilistico agli stati limite seguendo le prescrizioni imposte dalle normative vigenti.

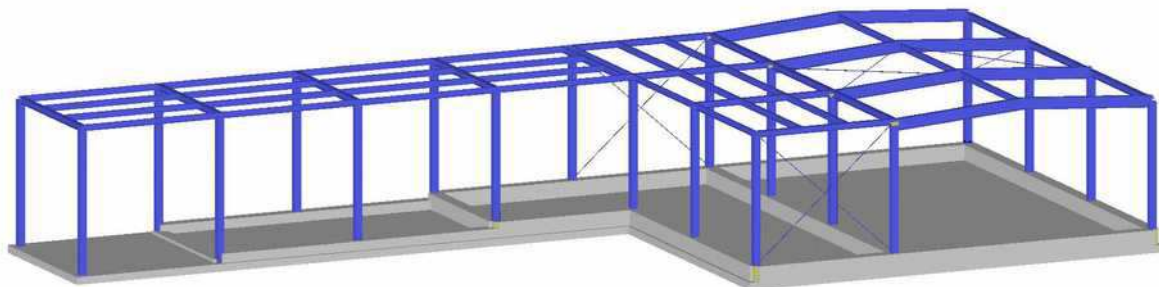


Fig.48 – Modello solido dell'edificio

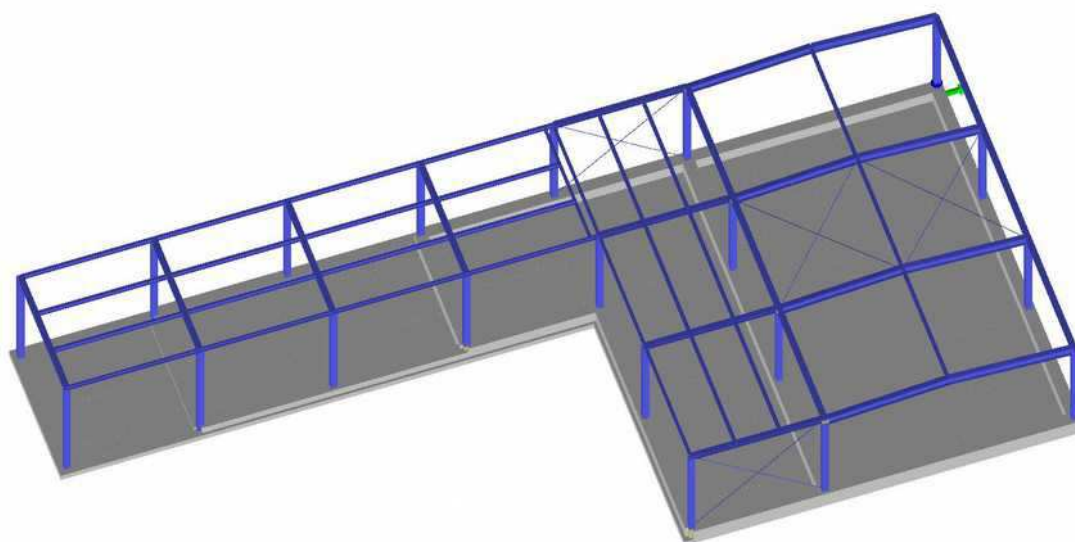


Fig.49 – Modello solido degli elementi

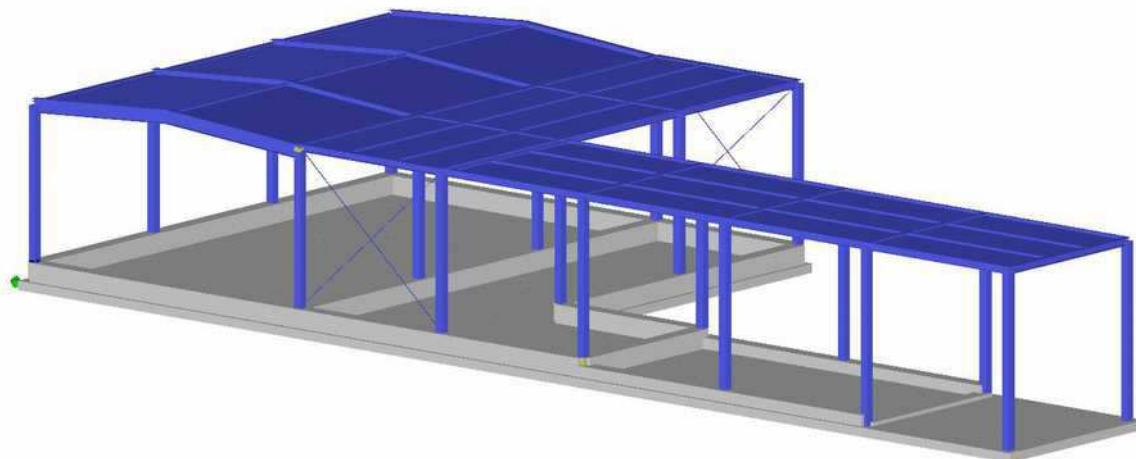


Fig.50 – Modello solido degli elementi

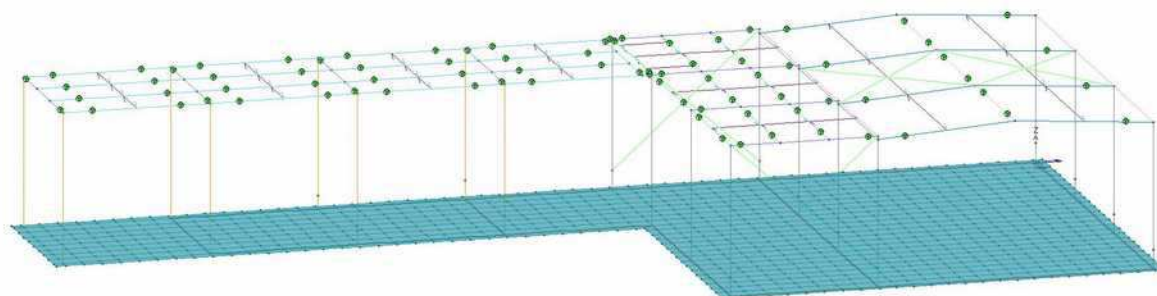


Fig.51 – Modello FEM

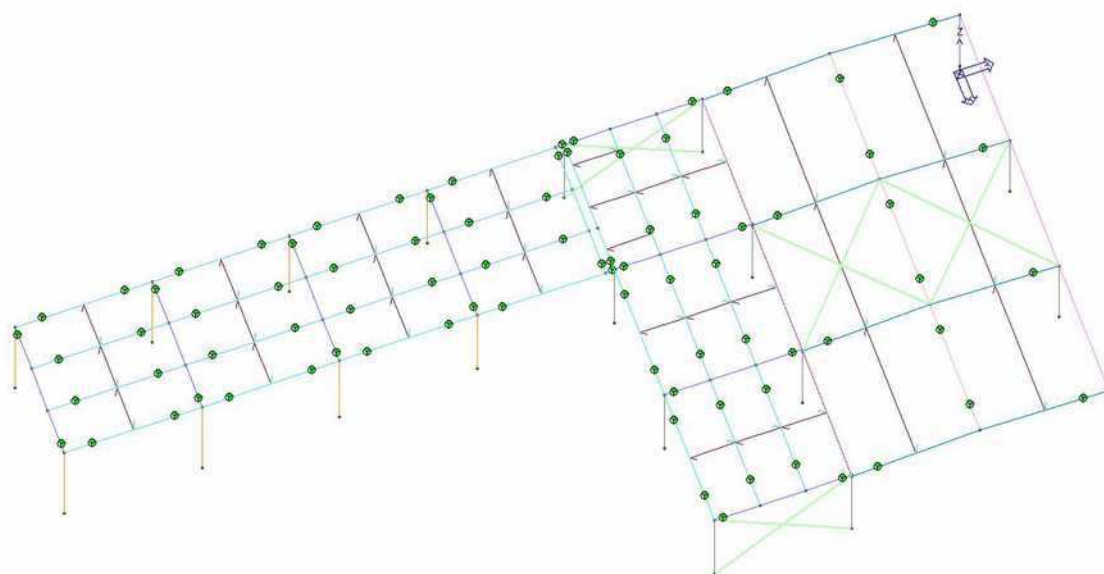


Fig.52 – Modello FEM

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220	221	222	223	224	225	226	227	228	229	230	231	232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242	243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264	265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275	276	277	278	279	280	281	282	283	284	285	286	287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303	304	305	306	307	308	309	310	311	312	313	314	315	316	317	318	319	320	321	322	323	324	325	326	327	328	329	330	331	332	333	334	335	336	337	338	339	340	341	342	343	344	345	346	347	348	349	350	351	352	353	354	355	356	357	358	359	360	361	362	363	364	365	366	367	368	369	370	371	372	373	374	375	376	377	378	379	380	381	382	383	384	385	386	387	388	389	390	391	392	393	394	395	396	397	398	399	400	401	402	403	404	405	406	407	408	409	410	411	412	413	414	415	416	417	418	419	420	421	422	423	424	425	426	427	428	429	430	431	432	433	434	435	436	437	438	439	440	441	442	443	444	445	446	447	448	449	450	451	452	453	454	455	456	457	458	459	460	461	462	463	464	465	466	467	468	469	470	471	472	473	474	475	476	477	478	479	480	481	482	483	484	485	486	487	488	489	490	491	492	493	494	495	496	497	498	499	500	501	502	503	504	505	506	507	508	509	510	511	512	513	514	515	516	517	518	519	520	521	522	523	524	525	526	527	528	529	530	531	532	533	534	535	536	537	538	539	540	541	542	543	544	545	546	547	548	549	550	551	552	553	554	555	556	557	558	559	560	561	562	563	564	565	566	567	568	569	570	571	572	573	574	575	576	577	578	579	580	581	582	583	584	585	586	587	588	589	590	591	592	593	594	595	596	597	598	599	600	601	602	603	604	605	606	607	608	609	610	611	612	613	614	615	616	617	618	619	620	621	622	623	624	625	626	627	628	629	630	631	632	633	634	635	636	637	638	639	640	641	642	643	644	645	646	647	648	649	650	651	652	653	654	655	656	657	658	659	660	661	662	663	664	665	666	667	668	669	670	671	672	673	674	675	676	677	678	679	680	681	682	683	684	685	686	687	688	689	690	691	692	693	694	695	696	697	698	699	700	701	702	703	704	705	706	707	708	709	710	711	712	713	714	715	716	717	718	719	720	721	722	723	724	725	726	727	728	729	730	731	732	733	734	735	736	737	738	739	740	741	742	743	744	745	746	747	748	749	750	751	752	753	754	755	756	757	758	759	760	761	762	763	764	765	766	767	768	769	770	771	772	773	774	775	776	777	778	779	780	781	782	783	784	785	786	787	788	789	790	791	792	793	794	795	796	797	798	799	800	801	802	803	804	805	806	807	808	809	810	811	812	813	814	815	816	817	818	819	820	821	822	823	824	825	826	827	828	829	830	831	832	833	834	835	836	837	838	839	840	841	842	843	844	845	846	847	848	849	850	851	852	853	854	855	856	857	858	859	860	861	862	863	864	865	866	867	868	869	870	871	872	873	874	875	876	877	878	879	880	881	882	883	884	885	886	887	888	889	890	891	892	893	894	895	896	897	898	899	900	901	902	903	904	905	906	907	908	909	910	911	912	913	914	915	916	917	918	919	920	921	922	923	924	925	926	927	928	929	930	931	932	933	934	935	936	937	938	939	940	941	942	943	944	945	946	947	948	949	950	951	952	953	954	955	956	957	958	959	960	961	962	963	964	965	966	967	968	969	970	971	972	973	974	975	976	977	978	979	980	981	982	983	984	985	986	987	988	989	990	991	992	993	994	995	996	997	998	999	1000

Fig.53 – Numerazioni nodi platea

1	11	21	31	41	51	61	71	81	91	101	111	121	131	141	151	161	171	181	191	201	211	221	231	241	251	261	271	281	291	301	311	321	331	341	351	361	371	381	391	401	411	421	431	441	451	461	471	481	491	501	511	521	531	541	551	561	571	581	591	601	611	621	631	641	651	661	671	681	691	701	711	721	731	741	751	761	771	781	791	801	811	821	831	841	851	861	871	881	891	901	911	921	931	941	951	961	971	981	991	1001
2	12	22	32	42	52	62	72	82	92	102	112	122	132	142	152	162	172	182	192	202	212	222	232	242	252	262	272	282	292	302	312	322	332	342	352	362	372	382	392	402	412	422	432	442	452	462	472	482	492	502	512	522	532	542	552	562	572	582	592	602	612	622	632	642	652	662	672	682	692	702	712	722	732	742	752	762	772	782	792	802	812	822	832	842	852	862	872	882	892	902	912	922	932	942	952	962	972	982	992	1002
3	13	23	33	43	53	63	73	83	93	103	113	123	133	143	153	163	173	183	193	203	213	223	233	243	253	263	273	283	293	303	313	323	333	343	353	363	373	383	393	403	413	423	433	443	453	463	473	483	493	503	513	523	533	543	553	563	573	583	593	603	613	623	633	643	653	663	673	683	693	703	713	723	733	743	753	763	773	783	793	803	813	823	833	843	853	863	873	883	893	903	913	923	933	943	953	963	973	983	993	1003
4	14	24	34	44	54	64	74	84	94	104	114	124	134	144	154	164	174	184	194	204	214	224	234	244	254	264	274	284	294	304	314	324	334	344	354	364	374	384	394	404	414	424	434	444	454	464	474	484	494	504	514	524	534	544	554	564	574	584	594	604	614	624	634	644	654	664	674	684	694	704	714	724	734	744	754	764	774	784	794	804	814	824	834	844	854	864	874	884	894	904	914	924	934	944	954	964	974	984	994	1004
5	15	25	35	45	55	65	75	85	95	105	115	125	135	145	155	165	175	185	195	205	215	225	235	245	255	265	275	285	295	305	315	325	335	345	355	365	375	385	395	405	415	425	435	445	455	465	475	485	495	505	515	525	535	545	555	565	575	585	595	605	615	625	635	645	655	665	675	685	695	705	715	725	735	745	755	765	775	785	795	805	815	825	835	845	855	865	875	885	895	905	915	925	935	945	955	965	975	985	995	1005
6	16	26	36	46	56	66	76	86	96	106	116	126	136	146	156	166	176	186	196	206	216	226	236	246	256	266	276	286	296	306	316	326	336	346	356	366	376	386	396	406	416	426	436	446	456	466	476	486	496	506	516	526	536	546	556	566	576	586	596	606	616	626	636	646	656	666	676	686	696	706	716	726	736	746	756	766	776	786	796	806	816	826	836	846	856	866	876	886	896	906	916	926	936	946	956	966	976	986	996	1006
7	17	27	37	47	57	67	77	87	97	107	117	127	137	147	157	167	177	187	197	207	217	227	237	247	257	267	277	287	297	307	317	327	337	347	357	367	377	387	397	407	417	427	437	447	457	467	477	487	497	507	517	527	537	547	557	567	577	587	597	607	617	627	637	647	657	667	677	687	697	707	717	727	737	747	757	767	777	787	797	807	817	827	837	847	857	867	877	887	897	907	917	927	937	947	957	967	977	987	997	1007
8	18	28	38	48	58	68	78	88	98	108	118	128	138	148	158	168	178	188	198	208	218	228	238	248	258	268	278	288	298	308	318	328	338	348	358	368	378	388	398	408	418	428	438	448	458	468	478	488	498	508	518	528	538	548	558	568	578	588	598	608	618	628	638	648	658	668	678	688	698	708	718	728	738	748	758	768	778	788	798	808	818	828	838	848	858	868	878	888	898	908	918	928	938	948	958	968	978	988	998	1008
9	19	29	39	49	59	69	79	89	99	109	119	129	139	149	159	169	179	189	199	209	219	229	239	249	259	269	279	289	299	309	319	329	339	349	359	369	379	389	399	409	419	429	439	449	459	469	479	489	499	509	519	529	539	549	559	569	579	589	599	609	619	629	639	649	659	669	679	689	699	709	719	729	739	749	759	769	779	789	799	809	819	829	839	849	859	869	879	889	899	909	919	929	939	949	959	969	979	989	999	1009
10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	510	520	530	540	550	560	570	580	590	600	610	620	630	640	650	660	670	680	690	700	710	720	730	740	750	760	770	780	790	800	810	820	830	840	850	860	870	880	890	900	910	920	930	940	950	960	970	980	990	1000	

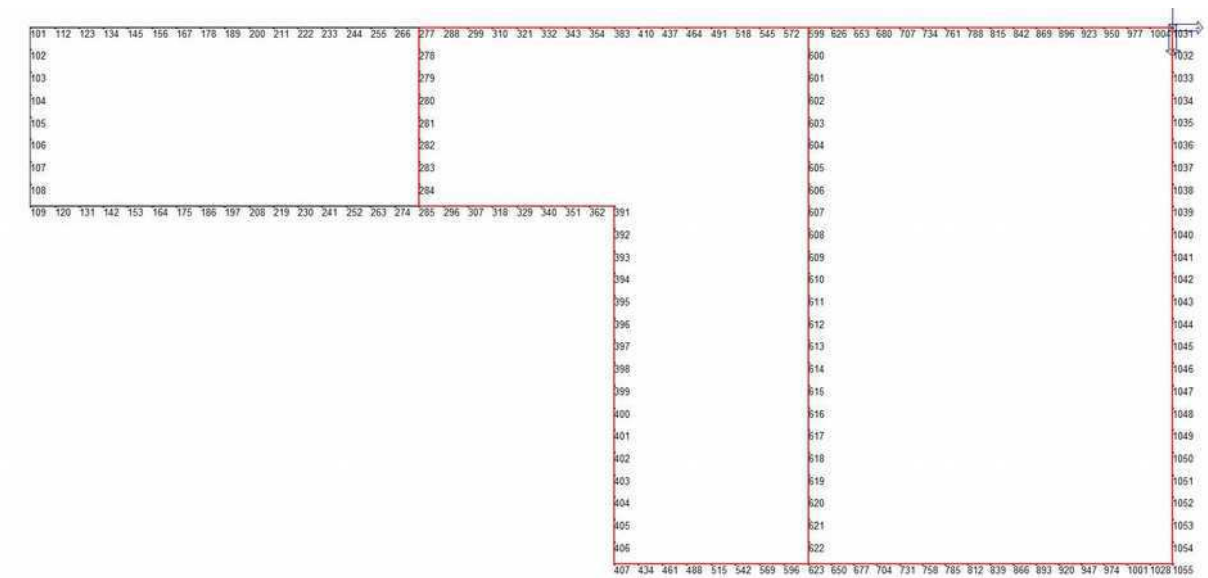
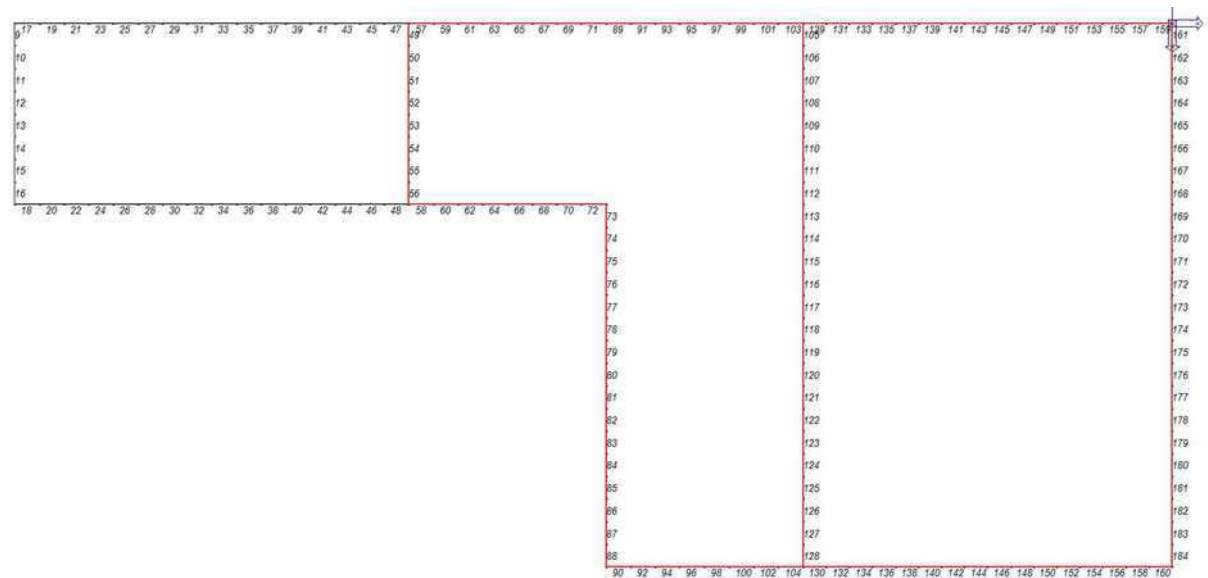


Fig.55 – Numerazioni nodi travi nervature platea



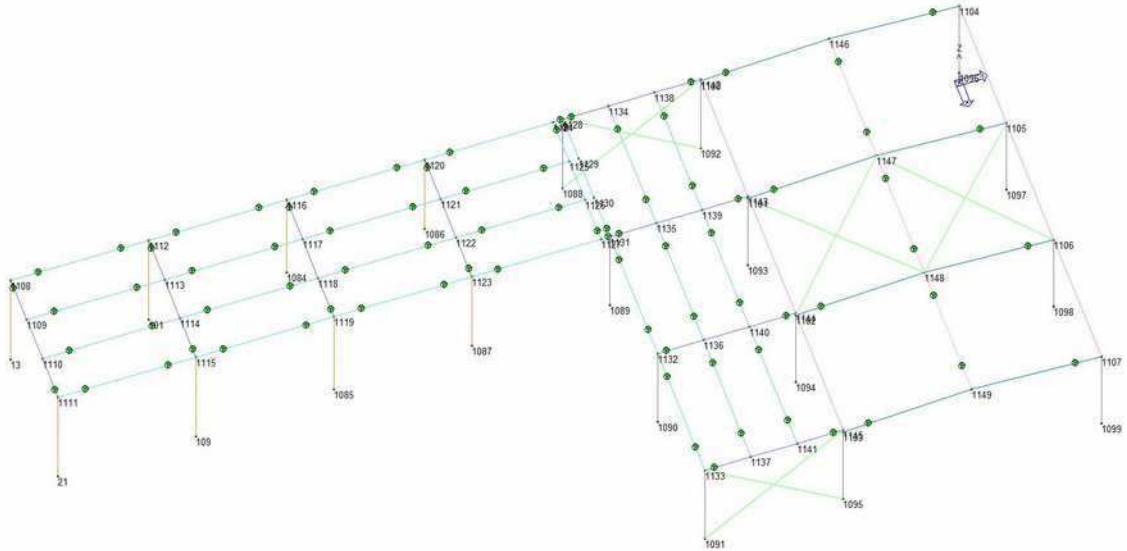


Fig.57 – Numerazioni nodi degli elementi “beam” metallici

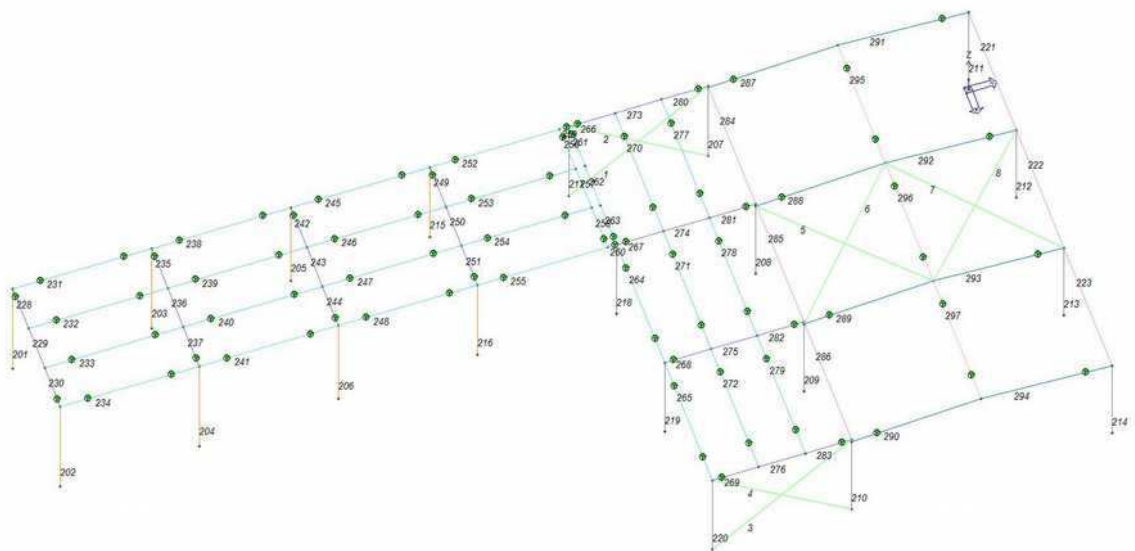


Fig.58 – Numerazioni elementi “beam” metallici

A8.5 - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA

A8.5.1 - COMBINAZIONI DI CARICO VERIFICATE

La verifica con il metodo semiprobabilistico agli stati limite è stata effettuata per le combinazioni di carico ottenute dai seguenti casi di carico:

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
4	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)
13	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d.)
14	Qk	CDC=Qk (variabile generico) variabile
15	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) da nord cop atrio
16	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) da sud cop atrio
17	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) pressione cop tettoia
18	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) depressione cop tettoia
19	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)
20	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)
21	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)
22	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)

Le condizioni dinamiche sono state successivamente combinate tra loro nel modo seguente, tenendo conto anche dell'eccentricità convenzionale di piano al 5% nelle due direzioni principali:

Din SLV X+30%Y
 Din SLV X-30%Y
 Din SLV 30%X+Y
 Din SLV -30%X+Y
 Din SLD X+30%Y
 Din SLD X-30%Y
 Din SLD 30%X+Y
 Din SLD -30%X+Y
 Din SLO X+30%Y
 Din SLO X-30%Y
 Din SLO 30%X+Y
 Din SLO -30%X+Y

Le corrispondenti combinazioni di carico allo SLV e allo SLD, ottenute per massimizzare le varie sollecitazioni sugli elementi strutturali, sono riportate nel fascicolo dei calcoli allegato.

Per quanto riguarda le sollecitazioni per il progetto e la verifica delle strutture di fondazione si fa riferimento a quanto riportato al punto 7.2.5 – “Requisiti strutturali degli elementi di fondazione” del D.M. 14/01/2008: viene prescritto che il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Tali azioni devono risultare tuttavia non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un fattore $\gamma_{Rd}=1,1$ (per CD “B”) e comunque non maggiori di quelle derivanti da un'analisi elastica della struttura.

A8.5.2 - RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

Il modello tridimensionale elaborato riproduce la distribuzione di masse e rigidità della struttura. Al

modello è stata applicata l'analisi modale associata allo spettro di risposta di progetto riportato in normativa, secondo quanto specificato al punto 7.3.3.1 – “Analisi lineare dinamica” del D.M. 14/01/2008. Sono stati considerati tutti i modi con massa superiore al 5% che attivano più dell' 85% della massa dell'edificio, ovvero 15 modi di vibrare.

Il periodo proprio della struttura calcolato è:

$$T_1=0.42 \text{ s.}$$

La forma modale corrispondente riguarda un modo di vibrazione locale dovuto alla copertura non infinitamente rigida della pensilina, coinvolgente comunque soltanto il 4% delle masse partecipanti in direzione x. Analoghe considerazioni valgono per altre forme modali come la n. 3, la n. 4, la n.5, ecc. che coinvolgono basse percentuali di masse partecipanti.

I modi di vibrare che coinvolgono la struttura nel suo complesso sono:

- il n. 2 a cui corrisponde un periodo proprio di $T_2=0.35$ (massa partecipante 81% in direzione x);
- il n. 7 a cui corrisponde un periodo proprio di $T_7=0.23$ (massa partecipante 23% in direzione y);
- il n. 8 a cui corrisponde un periodo proprio di $T_8=0.21$ (massa partecipante 67% in direzione y).

La combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi viene effettuata calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati dei risultati ottenuti per ciascun modo, ovvero $E=(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2}$.

Componenti dell'azione sismica

La componente verticale dell'azione sismica non è stata considerata in quanto la struttura progettata non rientra nei casi specificati al punto 7.2.1 – “Criteri generali di progettazione” del D.M. 14/01/2008, per i quali è obbligatoria la verifica anche sotto l'azione sismica verticale.

CDC	Modo	Frequ...	Periodo	X M eff...	%	Y M eff...	%	Z M eff...	%	RZ M ...	%	Energi...	Fatt. eta
5	1	2.37	0.42	1407.64	4	0.00	0	0.00	0	15380...	5	0.00	1.00
5	2	2.83	0.35	25996...	81	0.01	0	0.00	0	14950...	57	0.00	1.00
5	3	2.83	0.35	765.35	2	0.02	0	0.00	0	90397...	3	0.00	1.00
5	4	2.85	0.35	859.92	2	0.00	0	0.00	0	15220...	5	0.00	1.00
5	5	3.27	0.31	1094.93	3	1.79	0	0.00	0	9134.61	0	0.00	1.00
5	6	4.30	0.23	812.34	2	960.66	3	493.71	1	2590.92	0	0.00	1.00
5	7	4.34	0.23	59.00	0	7449.03	23	8056.13	25	8994.26	0	0.00	1.00
5	8	4.76	0.21	2.83	0	21629...	67	3045.14	9	3582.43	0	0.00	1.00
5	9	5.10	0.20	48.85	0	30.19	0	5.87	0	73928...	2	0.00	1.00
5	10	6.16	0.16	5.44	0	355.57	1	35.49	0	52137...	19	0.00	1.00
5	11	6.62	0.15	0.24	0	17.30	0	0.06	0	17195...	0	0.00	1.00
5	12	8.71	0.11	1.33	0	614.95	1	23.94	0	30827...	1	0.00	1.00
5	13	11.01	0.09	22.08	0	0.81	0	0.01	0	467.14	0	0.00	1.00
5	14	12.43	0.08	0.00	0	0.00	0	1084.57	3	0.00	0	0.00	1.00
5	15	12.50	0.08	0.00	0	0.00	0	327.70	1	0.00	0	0.00	1.00

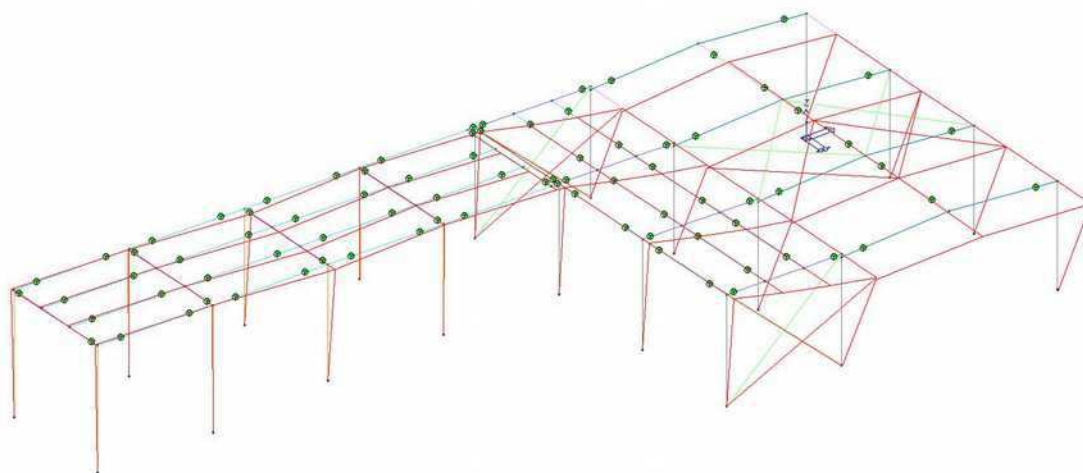


Fig.59 - Deformata della seconda forma modale

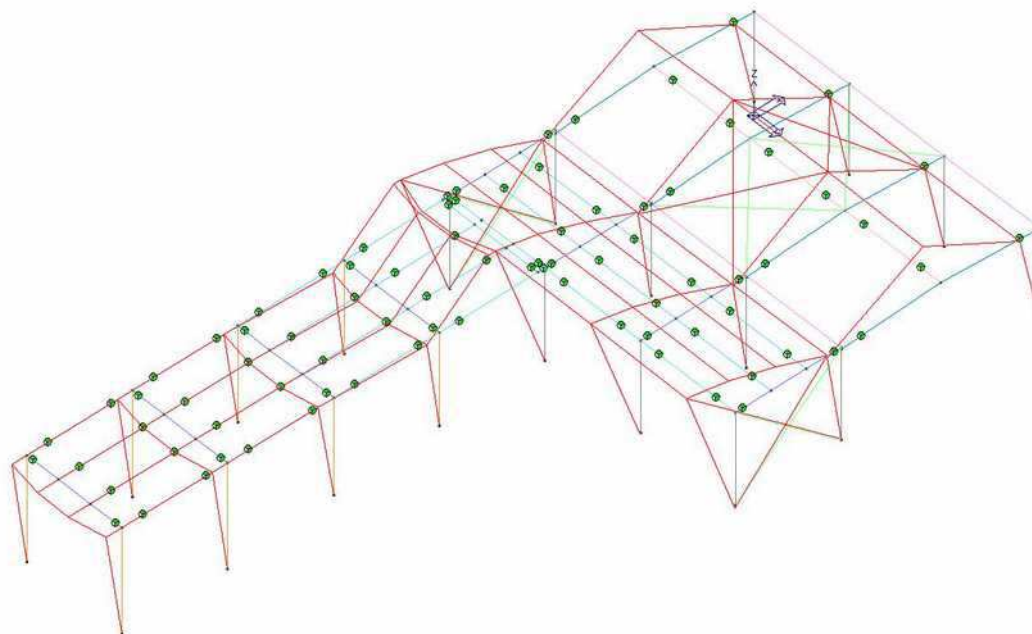


Fig.60 - Deformata della settima forma modale

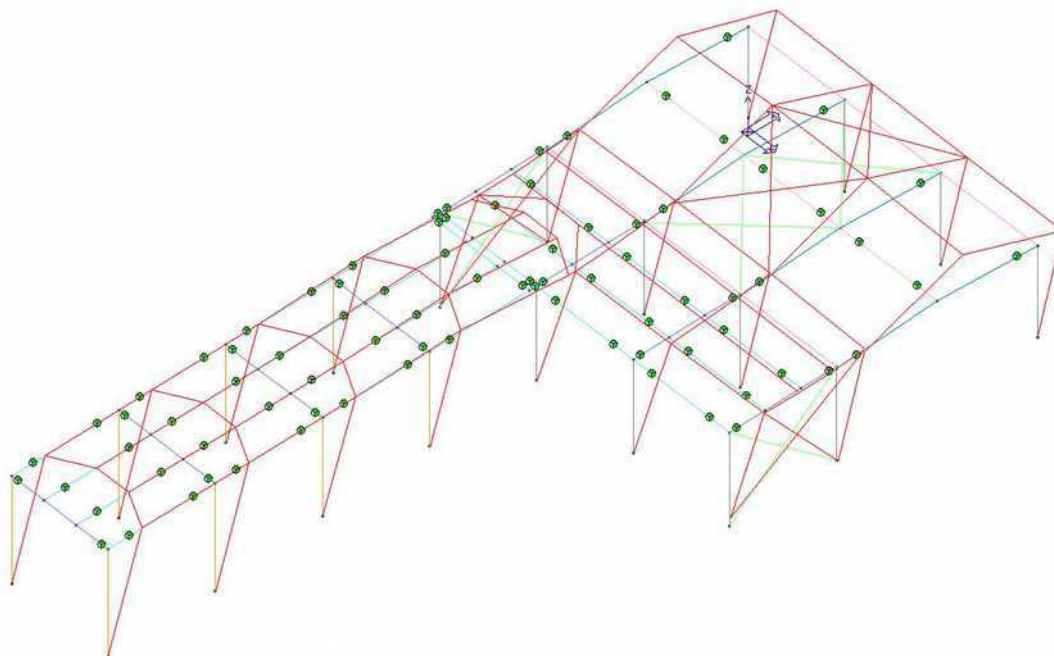


Fig.61 - Deformata della ottava forma modale

A8.5.3 - VERIFICA ALLO STATO LIMITE SLO

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai $2/3$ dei limiti per lo SLD indicati al punto 7.3.7.2 – “Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali” del D.M. 14/01/2008.

La verifica degli spostamenti d'interpiano sotto l'azione sismica di progetto allo SLO prevede pertanto che essi siano inferiori al limite di $(2/3 \times 0,005 h) = 0,0033 h$, per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura, dove h è l'altezza di piano.

Dal modello ad elementi finiti analizzato risulta che il massimo spostamento relativo d'interpiano, considerando la contemporaneità delle varie condizioni di carico si verifica tra i nodi della colonna elemento n. 203 in combinazione SLO sismica n. 208:

$$0,00321 h < 0,0033 h.$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

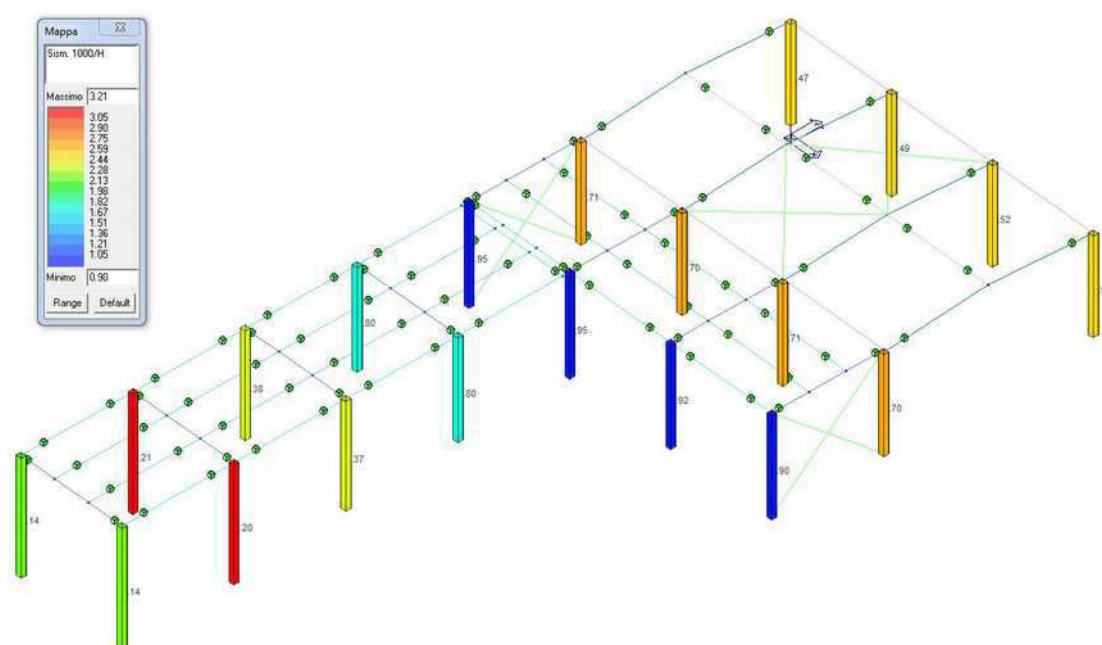


Fig.62 – Mappatura degli spostamenti relativi di interpiano nella combinazione più gravosa SLO

A8.5.4 - VERIFICA ALLO STATO LIMITE SLD

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Tale verifica si applica anche alla costruzione in esame, pur essendo di classe III.

La verifica degli spostamenti d'interpiano sotto l'azione sismica di progetto allo SLD prevede che essi siano inferiori ai limiti indicati in normativa. Nel caso presente il limite è costituito da $0,005 h$ per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura, dove h è l'altezza di piano.

Dal modello ad elementi finiti analizzato risulta che il massimo spostamento relativo d'interpiano, considerando la contemporaneità delle varie condizioni di carico si verifica tra i nodi della colonna elemento n. 203 in combinazione SLD sismica n. 176:

$$0,00401 h < 0,005 h.$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

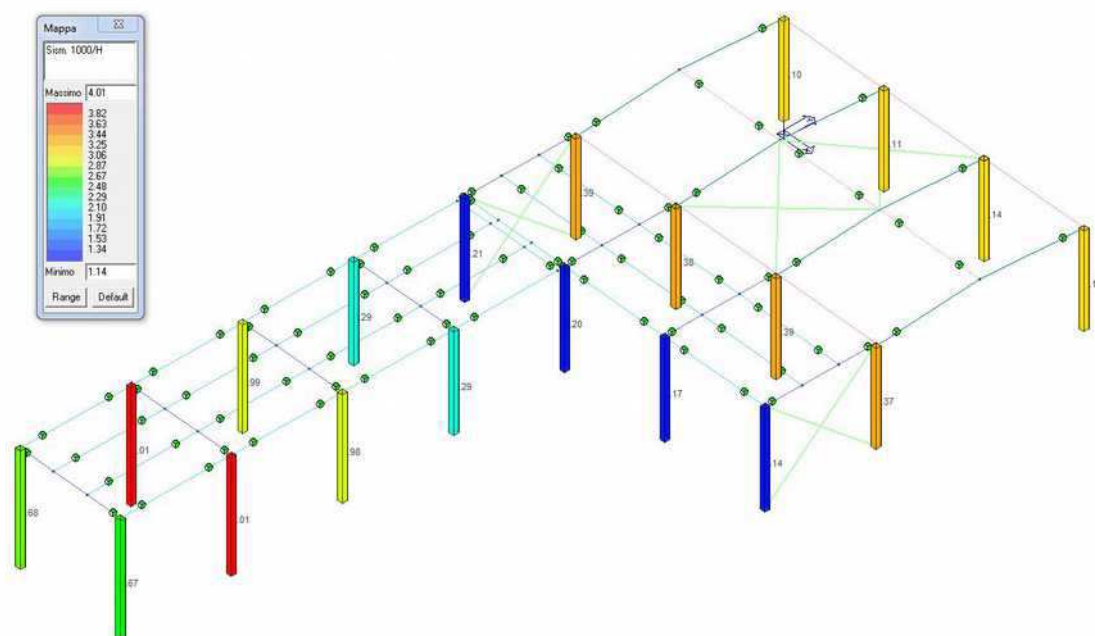


Fig.63 – Mappatura degli spostamenti relativi di interpiano nella combinazione più gravosa SLD

A8.5.5 - VERIFICA DEL GIUNTO SISMICO ALLO STATO LIMITE SLV

Si riporta la verifica degli spostamenti massimi allo SLV in direzione dei due edifici esistenti adiacenti all'atrio, separati dalla nuova struttura da giunti sismici rispettivamente di 11 cm verso la scuola primaria e di 19 cm verso la scuola media. Il massimo spostamento (ottenuto combinando vettorialmente le tre componenti spaziali x, y e z) si verifica in sommità del nuovo atrio e vale (combinazione SLV sism. 153):

$$d_{Ee} = 3,19 \text{ cm}$$

$$T_1 < T_c = 0,458 \text{ s}$$

$$\mu_d = 1 + (q-1)T_c/T_1 = 1 \text{ (essendo } q=1)$$

$$d_E = \mu_d d_{Ee} = 3,19 \text{ cm} < 11 \text{ cm (caso più cautelativo).}$$

Si consideri il massimo spostamento orizzontale dell'edificio adiacente (si considera il caso più cautelativo del giunto di minor ampiezza verso la scuola primaria) così come risultante dalle analisi effettuate per il progetto di miglioramento sismico (massimo spostamento in direzione trasversale in corrispondenza del solaio del piano primo):

$$d_{Ee} = 0,53 \text{ cm.}$$

Pertanto la somma degli spostamenti contro fase dei due edifici vale:

$$d_{Ee} = 3,19 \text{ cm} + 0,53 \text{ cm} = 3,72 \text{ cm} < 11 \text{ cm.}$$

e pertanto risulta evitato il fenomeno del martellamento tra edifici adiacenti.

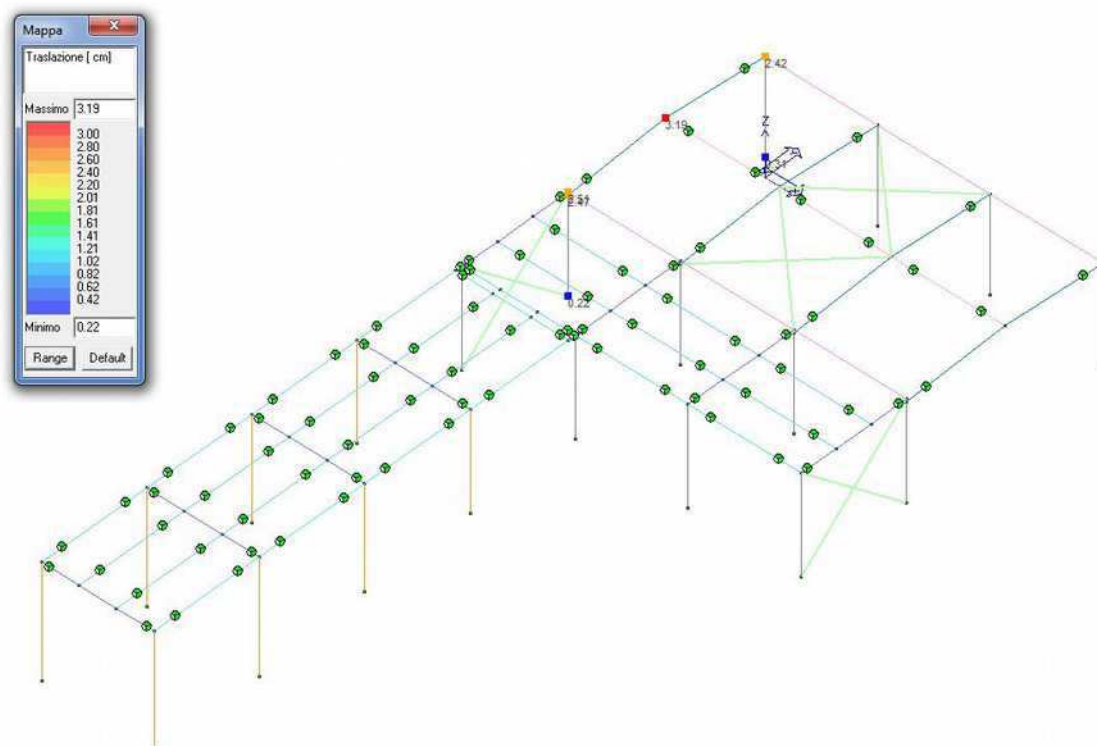


Fig.64 – Mappatura degli spostamenti assoluti nella combinazione più gravosa SLV

A8.5.6 - VERIFICA DELLE STRUTTURE PORTANTI IN ACCIAIO

Per la verifica degli elementi metallici in elevazione della struttura in esame, si rimanda a “A.9 – Fascicolo dei calcoli_atrio”.

A8.5.7 - VERIFICA DEL SOLAIO DI COPERTURA ATRIO IN LAMIERA GRECATA E SOLETTA IN CLS

Si riporta la verifica tabellare, secondo la scheda tecnica del produttore allegata, del solaio di copertura dell'atrio in lamiera grecata collaborante tipo “EGB1001” (altezza greca 95 mm e sp. 0,8 mm) e getto alleggerito in calcestruzzo ($\gamma = 16,00$ kN/mc) con soletta superiore di 5,5 cm per un'altezza totale di 14 cm, armato con rete elettrosaldata $\phi 6/15 \times 15$ cm.

Lo schema statico considerato è quello di trave semplicemente appoggiata alle estremità con carico uniformemente distribuito. Considerando una striscia unitaria di lamiera, abbiamo:

Condizioni di carico elementari

Pesi propri strutturali (G1) : $q_{G1} = 1,80$ kN/mq.

Carichi permanenti non strutturali (G2) : $q_{G2} = 0,75$ kN/mq.

Carichi variabili (Q1) : $q_{Q1} = 0,90 \times i = 0,90$ kN/mq.

$L = 3,81$ m.

EGB 1001 H=14 cm															1 campata 1 span	
Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m²)															
mm	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00
	Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors															
0,8	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,86	3,57	3,32	3,12	2,79	2,54	2,17	1,92	1,66	1,38
1,0	4,36	4,36	4,36	4,36	4,36	4,36	4,07	3,77	3,52	3,31	2,97	2,71	2,33	2,06	1,79	1,47

Fig.65 – Tabella estratta da scheda tecnica lamiera grecata

Dalla tabella precedente estrapolata dalla scheda tecnica del produttore si ricava che per sovraccarichi di

esercizio utili (escluso peso proprio) uniformemente distribuiti pari a 4,50 kN/mq la luce massima sostenibile dal solaio è pari a 3,86 m.

Pertanto considerando il sovraccarico di esercizio utile agli SLU la verifica è soddisfatta in quanto:

$$q_{Ed} = 1,5 q_{G2} + 1,5 q_{Q1} = 2,475 \text{ kN/mq} < 4,50 \text{ kN/mq}$$

$$L = 3,81 \text{ m} < 3,86 \text{ m}.$$

Verifica della soletta a punzonamento

Per la verifica al punzonamento, la forza resistente al punzonamento vale:

$$N_p = 0,5 u s f_{ctd} = 13,74 \text{ kN} > N = 1,20 \text{ kN}$$

dove

$$u = 4 \times (b+s) = 0,42 \text{ m}$$

$$b = 0,05 \text{ m (lato dell'area di impronta come specificato al punto 3.1.4 – "Carichi Variabili" del D.M. 14/01/2008) ,}$$

$$s = \text{spessore soletta} = 0,055 \text{ m}$$

$$f_{ctd} = 0,7 \times (0,3 \times f_{ck}^{2/3}) / 1,5 = 1,19 \text{ MPa}.$$

A8.5.8 - VERIFICA DELLA COPERTURA PENSILINA IN PANNELLI MULTISTRATO

Si riporta la verifica tabellare, secondo la scheda tecnica del produttore, del pannello di copertura della pensilina antistante l'atrio, in lamiera grecata con isolante interno tipo "ISOPAN - Isodeck" (spessore lamiera di alluminio superiore/inferiore 0,6/0,6 mm).

Lo schema statico considerato è quello di trave continua su 4 appoggi con carico uniformemente distribuito. Considerando una striscia unitaria di lamiera, abbiamo:

Condizioni di carico elementari

Pesi propri strutturali (G1) : $q_{G1} = 0,15 \text{ kN/mq}$.

Carichi permanenti non strutturali (G2) : $q_{G2} = 0 \text{ kN/mq}$.

Carichi variabili (Q1) : $q_{Q1} = 0,80 \times i = 0,80 \text{ kN/mq}$.

$$L = 1,21 \text{ m}.$$

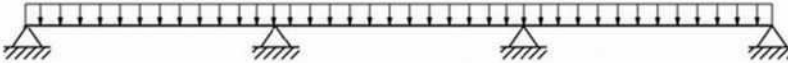
Dalla tabella seguente estrapolata dalla scheda tecnica del produttore si ricava che per sovraccarichi di esercizio utili (escluso peso proprio) uniformemente distribuiti pari a 1,20 kN/mq la luce massima sostenibile dal pannello è pari a 1,45 m.

Pertanto considerando il sovraccarico di esercizio utile agli SLU la verifica è soddisfatta in quanto:

$$q_{Ed} = 1,5 q_{G2} + 1,5 q_{Q1} = 1,20 \text{ kN/mq}$$

$$L = 1,21 \text{ m} < 1,45 \text{ m}.$$

- pannello su appoggi multipli:



LAMIERE IN ACCIAIO MULTI-APPOGGIO					
CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO [kg/m²]	SPESSORE NOMINALE LAMIERA mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
	INTERASSI MAX cm				
80	250*	270	285	295	320
100	200*	245*	260	275	295
120	200*	225*	240*	260	280
140	185*	205*	225*	240*	265
160	175*	195*	210*	225*	255

**Valori con limitazioni di sforzo.*

LAMIERE IN ALLUMINIO MULTI-APPOGGIO				
CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO [kg/m²]	SPESSORE NOMINALE LAMIERA mm			
	0,6	0,7	0,8	1,0
	INTERASSI MAX cm			
80	180*	190	200	220
100	160*	175*	190	205
120	145*	160*	185	190
140	135*	150*	160*	180
160	125*	140*	150*	170

**Valori con limitazioni di sforzo.*

Fig.66 – Tabella estratta da scheda tecnica pannello multistrato

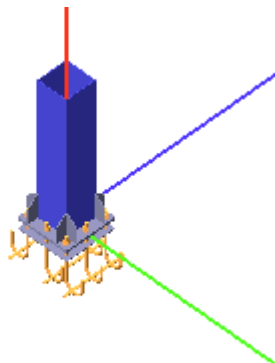
A8.5.9 - VERIFICA DEI PRINCIPALI COLLEGAMENTI

Si riporta la verifica dei principali collegamenti bullonati e saldati tra le varie membrature metalliche della nuova struttura.

A8.5.9.1 - VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE

Si riporta di seguito la verifica delle due tipologie di piastre di base di collegamento con la fondazione in conglomerato cementizio armato, rispettivamente per le colonne della pensilina coperta (profili scatolari 180x180x4 mm saldati a piastre 300x300x15 mm con 4 tirafondi M16 di classe 8.8) e per le colonne dell'atrio (profili scatolari 180x180x6,3 mm saldati a piastre 350x350x20 mm con 8 tirafondi M16 di classe 8.8).

Si riportano le verifiche relative al nodo maggiormente sollecitato (rispetto a tutte le combinazioni di carico) per ciascuna tipologia di piastra.

Verifica secondo il D.M. 14/01/2008 del nodo: 101**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Colonna

Tipo di profilo: T.Re 180x180x4

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Dimensioni (B x H x Sp): 300,0 x 300,0 x 15,0 mm

Spessore nervature verticali: 6,0 mm

Spessore nervature orizzontali: 6,0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 640 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ Ares = 156,8 mm² (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing 0 = 17 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $b_1 = 0.70$ $b_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo sc = 4 mm

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
101.1	28,2	-32,2	-8094,8	125100,0	-109650,0	0,0
101.2	28,4	-90,0	-8094,8	350297,0	-110502,0	0,0
101.3	67,5	-28,0	-16804,4	108851,0	-262432,0	0,0
101.4	67,7	-85,9	-16804,4	334048,0	-263283,0	0,0
101.5	17,5	7,2	-3714,3	-28018,0	-68200,0	0,0
101.6	17,8	-50,7	-3714,3	197179,0	-69051,0	0,0
101.7	56,8	11,4	-12424,0	-44268,0	-220981,0	0,0
101.8	57,0	-46,5	-12424,0	180929,0	-221832,0	0,0
101.9	23,9	-30,1	-8094,8	117057,0	-92824,0	0,0
101.10	24,1	-88,0	-8094,8	342254,0	-93675,0	0,0
101.11	43,5	-28,0	-12449,6	108932,0	-169214,0	0,0
101.12	43,7	-85,9	-12449,6	334129,0	-170066,0	0,0
101.13	13,2	9,3	-3714,3	-36062,0	-51373,0	0,0
101.14	13,4	-48,6	-3714,3	189135,0	-52224,0	0,0
101.15	32,8	11,4	-8069,2	-44186,0	-127763,0	0,0
101.16	33,1	-46,5	-8069,2	181010,0	-128615,0	0,0
101.17	28,6	-128,6	-8094,8	500428,0	-111069,0	0,0
101.18	47,8	-30,1	-12449,6	116976,0	-186041,0	0,0
101.19	48,2	-126,5	-12449,6	492304,0	-187460,0	0,0
101.20	17,9	-89,3	-3714,3	347310,0	-69618,0	0,0
101.21	37,2	9,3	-8069,2	-36143,0	-144590,0	0,0
101.22	37,5	-87,2	-8069,2	339185,0	-146009,0	0,0
101.23	48,0	-88,0	-12449,6	342172,0	-186892,0	0,0
101.24	37,4	-48,6	-8069,2	189054,0	-145442,0	0,0
101.25	28,0	23,4	-8094,8	-91135,0	-108852,0	0,0
101.26	67,3	27,6	-16804,4	-107384,0	-261634,0	0,0
101.27	17,3	62,8	-3714,3	-244254,0	-67401,0	0,0
101.28	56,6	67,0	-12424,0	-260503,0	-220183,0	0,0
101.29	23,7	25,5	-8094,8	-99178,0	-92025,0	0,0
101.30	43,3	27,6	-12449,6	-107303,0	-168416,0	0,0
101.31	13,0	64,9	-3714,3	-252297,0	-50574,0	0,0
101.32	32,6	67,0	-8069,2	-260422,0	-126965,0	0,0
101.33	47,6	25,5	-12449,6	-99260,0	-185243,0	0,0
101.34	37,0	64,9	-8069,2	-252378,0	-143792,0	0,0
101.35	27,9	60,5	-8094,8	-235292,0	-108320,0	0,0
101.36	47,5	62,6	-12449,6	-243416,0	-184711,0	0,0
101.37	17,2	99,8	-3714,3	-388410,0	-66869,0	0,0
101.38	36,8	101,9	-8069,2	-396535,0	-143260,0	0,0
101.39	111,1	-35,6	-26474,2	138370,0	-432247,0	0,0
101.40	150,4	-31,4	-35183,9	122120,0	-585029,0	0,0
101.41	100,5	3,8	-22093,8	-14749,0	-390796,0	0,0
101.42	139,7	8,0	-30803,4	-30999,0	-543578,0	0,0
101.43	106,8	-33,5	-26474,2	130326,0	-415420,0	0,0
101.44	126,4	-31,4	-30829,0	122201,0	-491811,0	0,0
101.45	96,1	5,9	-22093,8	-22792,0	-373969,0	0,0
101.46	115,8	8,0	-26448,6	-30917,0	-450360,0	0,0
101.47	130,8	-33,5	-30829,0	130245,0	-508638,0	0,0
101.48	120,1	5,9	-26448,6	-22874,0	-467187,0	0,0
101.49	166,4	-37,8	-38727,2	147216,0	-647312,0	0,0
101.50	186,0	-35,8	-43082,0	139091,0	-723703,0	0,0
101.51	155,7	1,5	-34346,7	-5903,0	-605861,0	0,0
101.52	175,4	3,6	-38701,6	-14028,0	-682252,0	0,0
101.53	111,3	-93,5	-26474,2	363566,0	-433098,0	0,0
101.54	150,6	-89,3	-35183,9	347317,0	-585880,0	0,0
101.55	100,7	-54,1	-22093,8	210448,0	-391648,0	0,0
101.56	140,0	-49,9	-30803,4	194198,0	-544429,0	0,0
101.57	107,0	-91,4	-26474,2	355523,0	-416272,0	0,0
101.58	126,7	-89,3	-30829,0	347398,0	-492662,0	0,0

101.59	96,4	-52,0	-22093,8	202404,0	-374821,0	0,0
101.60	116,0	-49,9	-26448,6	194280,0	-451211,0	0,0
101.61	111,5	-132,0	-26474,2	513698,0	-433666,0	0,0
101.62	131,1	-130,0	-30829,0	505573,0	-510057,0	0,0
101.63	100,8	-92,7	-22093,8	360579,0	-392215,0	0,0
101.64	120,5	-90,6	-26448,6	352454,0	-468606,0	0,0
101.65	131,0	-91,4	-30829,0	355442,0	-509489,0	0,0
101.66	120,3	-52,0	-26448,6	202323,0	-468038,0	0,0
101.67	166,6	-95,7	-38727,2	372413,0	-648163,0	0,0
101.68	186,3	-93,6	-43082,0	364288,0	-724554,0	0,0
101.69	156,0	-56,3	-34346,7	219294,0	-606712,0	0,0
101.70	175,6	-54,3	-38701,6	211169,0	-683103,0	0,0
101.71	110,9	20,0	-26474,2	-77866,0	-431449,0	0,0
101.72	150,2	24,2	-35183,9	-94115,0	-584231,0	0,0
101.73	100,3	59,4	-22093,8	-230984,0	-389998,0	0,0
101.74	139,5	63,6	-30803,4	-247234,0	-542780,0	0,0
101.75	106,6	22,1	-26474,2	-85909,0	-414622,0	0,0
101.76	126,2	24,2	-30829,0	-94034,0	-491013,0	0,0
101.77	95,9	61,5	-22093,8	-239028,0	-373171,0	0,0
101.78	115,6	63,5	-26448,6	-247152,0	-449562,0	0,0
101.79	130,6	22,1	-30829,0	-85990,0	-507840,0	0,0
101.80	119,9	61,5	-26448,6	-239109,0	-466389,0	0,0
101.81	110,8	57,1	-26474,2	-222022,0	-430917,0	0,0
101.82	130,4	59,1	-30829,0	-230147,0	-507308,0	0,0
101.83	100,1	96,4	-22093,8	-375141,0	-389466,0	0,0
101.84	119,8	98,5	-26448,6	-383266,0	-465857,0	0,0
101.85	166,2	17,7	-38727,2	-69019,0	-646514,0	0,0
101.86	185,8	19,8	-43082,0	-77144,0	-722904,0	0,0
101.87	155,5	57,1	-34346,7	-222138,0	-605063,0	0,0
101.88	175,2	59,2	-38701,6	-230263,0	-681454,0	0,0
101.89	-54,7	-28,8	10284,7	111831,0	212946,0	0,0
101.90	-15,5	-24,6	1575,0	95582,0	60165,0	0,0
101.91	-65,4	10,6	14665,1	-41288,0	254397,0	0,0
101.92	-26,1	14,8	5955,4	-57537,0	101616,0	0,0
101.93	-59,1	-26,7	10284,7	103788,0	229773,0	0,0
101.94	-39,4	-24,6	5929,8	95663,0	153383,0	0,0
101.95	-69,7	12,7	14665,1	-49331,0	271224,0	0,0
101.96	-50,1	14,8	10310,3	-57456,0	194833,0	0,0
101.97	-35,1	-26,7	5929,8	103706,0	136556,0	0,0
101.98	-45,8	12,7	10310,3	-49412,0	178007,0	0,0
101.99	-110,0	-26,5	22537,6	102985,0	428011,0	0,0
101.100	-90,4	-24,4	18182,8	94860,0	351620,0	0,0
101.101	-120,7	12,9	26918,1	-50134,0	469462,0	0,0
101.102	-101,0	15,0	22563,2	-58259,0	393071,0	0,0
101.103	-54,5	-86,6	10284,7	337028,0	212095,0	0,0
101.104	-15,2	-82,5	1575,0	320778,0	59314,0	0,0
101.105	-65,2	-47,3	14665,1	183909,0	253546,0	0,0
101.106	-25,9	-43,1	5955,4	167660,0	100765,0	0,0
101.107	-58,8	-84,6	10284,7	328985,0	228922,0	0,0
101.108	-39,2	-82,5	5929,8	320860,0	152531,0	0,0
101.109	-69,5	-45,2	14665,1	175866,0	270373,0	0,0
101.110	-49,9	-43,1	10310,3	167741,0	193982,0	0,0
101.111	-54,4	-125,2	10284,7	487159,0	211528,0	0,0
101.112	-34,7	-123,1	5929,8	479034,0	135137,0	0,0
101.113	-65,0	-85,8	14665,1	334041,0	252979,0	0,0
101.114	-45,4	-83,8	10310,3	325916,0	176588,0	0,0
101.115	-34,9	-84,5	5929,8	328903,0	135704,0	0,0
101.116	-45,5	-45,2	10310,3	175785,0	177155,0	0,0
101.117	-109,8	-84,4	22537,6	328182,0	427160,0	0,0
101.118	-90,2	-82,3	18182,8	320057,0	350769,0	0,0
101.119	-120,5	-45,0	26918,1	175063,0	468611,0	0,0

101.120	-100,8	-42,9	22563,2	166938,0	392220,0	0,0
101.121	-54,9	26,8	10284,7	-104404,0	213744,0	0,0
101.122	-15,7	31,0	1575,0	-120654,0	60963,0	0,0
101.123	-65,6	66,2	14665,1	-257523,0	255195,0	0,0
101.124	-26,3	70,4	5955,4	-273772,0	102414,0	0,0
101.125	-59,3	28,9	10284,7	-112448,0	230571,0	0,0
101.126	-39,6	31,0	5929,8	-120572,0	154181,0	0,0
101.127	-69,9	68,3	14665,1	-265566,0	272022,0	0,0
101.128	-50,3	70,4	10310,3	-273691,0	195632,0	0,0
101.129	-35,3	28,9	5929,8	-112529,0	137354,0	0,0
101.130	-46,0	68,3	10310,3	-265648,0	178805,0	0,0
101.131	-55,1	63,9	10284,7	-248561,0	214277,0	0,0
101.132	-35,4	66,0	5929,8	-256686,0	137886,0	0,0
101.133	-65,7	103,3	14665,1	-401680,0	255728,0	0,0
101.134	-46,1	105,3	10310,3	-409804,0	179337,0	0,0
101.135	-110,2	29,1	22537,6	-113250,0	428809,0	0,0
101.136	-90,6	31,2	18182,8	-121375,0	352418,0	0,0
101.137	-120,9	68,5	26918,1	-266369,0	470260,0	0,0
101.138	-101,2	70,6	22563,2	-274494,0	393869,0	0,0
101.139	5027,8	165,4	-5876,8	-643947,0	-19540000,0	0,0
101.140	5029,4	-371,3	-5877,8	1444000,0	-19550000,0	0,0
101.141	-4982,5	328,2	-5905,7	-1277000,0	19370000,0	0,0
101.142	-4980,9	-208,5	-5906,7	811856,0	19360000,0	0,0
101.143	5027,5	274,3	-5876,5	-1067000,0	-19540000,0	0,0
101.144	5029,6	-480,3	-5878,1	1868000,0	-19550000,0	0,0
101.145	-4982,8	437,1	-5905,4	-1700000,0	19370000,0	0,0
101.146	-4980,6	-317,5	-5907,0	1235000,0	19360000,0	0,0
101.147	3328,8	204,2	-5876,5	-794689,0	-12940000,0	0,0
101.148	3330,4	-332,5	-5877,5	1294000,0	-12950000,0	0,0
101.149	-3283,5	289,4	-5906,0	-1126000,0	12760000,0	0,0
101.150	-3281,9	-247,3	-5907,0	962598,1	12760000,0	0,0
101.151	3328,5	313,1	-5876,2	-1218000,0	-12940000,0	0,0
101.152	3330,6	-441,5	-5877,8	1717000,0	-12950000,0	0,0
101.153	-3283,8	398,3	-5905,7	-1549000,0	12770000,0	0,0
101.154	-3281,6	-356,3	-5907,3	1386000,0	12760000,0	0,0
101.155	1522,4	848,5	-5885,7	-3302000,0	-5917000,0	0,0
101.156	1527,6	-940,5	-5889,1	3660000,0	-5937000,0	0,0
101.157	-1480,7	897,3	-5894,4	-3492000,0	5755000,0	0,0
101.158	-1475,5	-891,6	-5897,8	3470000,0	5735000,0	0,0
101.159	1012,7	860,1	-5885,6	-3347000,0	-3937000,0	0,0
101.160	1017,9	-928,8	-5889,0	3614000,0	-3957000,0	0,0
101.161	-971,0	885,7	-5894,5	-3446000,0	3774000,0	0,0
101.162	-965,8	-903,3	-5897,9	3515000,0	3754000,0	0,0
101.163	1521,4	1211,7	-5884,7	-4713000,0	-5913000,0	0,0
101.164	1528,5	-1303,7	-5890,2	5071000,0	-5941000,0	0,0
101.165	-1481,7	1260,5	-5893,3	-4903000,0	5759000,0	0,0
101.166	-1474,5	-1254,9	-5898,8	4881000,0	5731000,0	0,0
101.167	1011,7	1223,3	-5884,6	-4758000,0	-3933000,0	0,0
101.168	1018,8	-1292,1	-5890,1	5025000,0	-3961000,0	0,0
101.169	-972,0	1248,9	-5893,4	-4857000,0	3778000,0	0,0
101.170	-964,8	-1266,5	-5898,9	4926000,0	3751000,0	0,0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / g_{M2} = 90333.1 \text{ N}$$

Resistenza a punzonamento flangia

$$B_{pf,Rd} = 0,6 \cdot p \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / g_{M2} = 233432.9 \text{ N}$$

Bull.	$F_{f,Rd} \text{ [N]}$	$F_{t,Rd} \text{ [N]}$
1	58928.6	58928.6
2	40005.9	40005.9
3	58928.6	58928.6
4	40005.9	40005.9

5	40005.9	40005.9
6	58928.6	58928.6
7	40005.9	40005.9
8	58928.6	58928.6

Legenda
 $F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

 $F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = 1 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / g_{M2} =$$

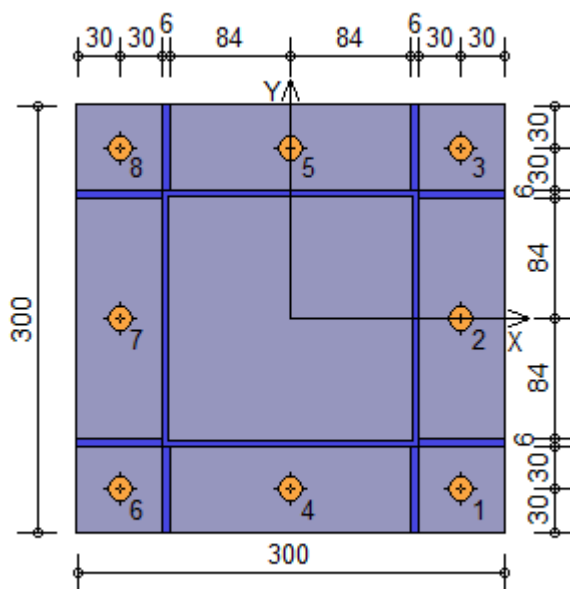
60222.1 N

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	121411.8	60222.1	121411.8	60222.1
2	121411.8	60222.1	206400.0	60222.1
3	121411.8	60222.1	121411.8	60222.1
4	206400.0	60222.1	121411.8	60222.1
5	206400.0	60222.1	121411.8	60222.1
6	121411.8	60222.1	121411.8	60222.1
7	121411.8	60222.1	206400.0	60222.1
8	121411.8	60222.1	121411.8	60222.1

Legenda
 $F_{bf,x,Rd} = k \cdot a \cdot f_{tk} \cdot \phi \cdot t_f / g_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

 $F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

 $F_{bf,y,Rd} = k \cdot a \cdot f_{tk} \cdot \phi \cdot t_f / g_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

 $F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y
**Verifiche sui bulloni**1-Taglio e trazione (Nodo n. 101, CMB n. 144)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV ₁
VER							
1	120.00	-120.00	631.6	60222.1	0.0	58928.6	0.010487
Ok							
2	120.00	0.00	631.6	60222.1	8501.4	40005.9	0.162276
Ok							
3	120.00	120.00	631.6	60222.1	25843.7	58928.6	0.323744
Ok							

4	0.00	-120.00	631.6	60222.1	0.0	40005.9	0.010487
	Ok						
5	0.00	120.00	631.6	60222.1	24374.8	40005.9	0.445687
	Ok						
6	-120.00	-120.00	631.6	60222.1	0.0	58928.6	0.010487
	Ok						
7	-120.00	0.00	631.6	60222.1	5563.7	40005.9	0.109824
	Ok						
8	-120.00	120.00	631.6	60222.1	22905.9	58928.6	0.288135
	Ok						

2-Trazione (Nodo n. 101, CMB n. 144)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F _{t,Ed} [N]	F _{t,Rd} [N]	FV ₂	VER
1	120.00	-120.00	0.0	58928.6	0.000000	Ok
2	120.00	0.00	8501.4	40005.9	0.212504	Ok
3	120.00	120.00	25843.7	58928.6	0.438559	Ok
4	0.00	-120.00	0.0	40005.9	0.000000	Ok
5	0.00	120.00	24374.8	40005.9	0.609280	Ok
6	-120.00	-120.00	0.0	58928.6	0.000000	Ok
7	-120.00	0.00	5563.7	40005.9	0.139071	Ok
8	-120.00	120.00	22905.9	58928.6	0.388706	Ok

LegendaF_{v,Ed} forza di taglio agente sul bulloneF_{v,Rd} resistenza a taglio di progetto del bulloneF_{t,Ed} forza di trazione agente sul bulloneF_{t,Rd} resistenza a trazione di progetto del bullone $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$ $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$ VER $\rightarrow FV_i \leq 1$ **Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

0.5

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = sc / 2 = 2.828$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le

tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.78) (Nodo n. 101, CMB n. 144)

Cordoni	n [^]	t _⊥	t	FV ₁	VER ₁
Nerv. vert. lato inferiore zona destra esterno	-70.21	0.00	2.20	70.25	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona destra interno	-70.63	0.00	2.20	70.66	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra interno	-78.33	0.00	2.20	78.36	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra esterno	-78.74	0.00	2.20	78.77	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore esterno	-41.51	0.00	-0.21	41.51	Ok
Profilo lato inferiore	-50.09	0.00	-0.21	50.09	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore esterno	-52.88	0.00	-0.21	52.88	Ok
Profilo lato destro	46.89	0.00	2.20	46.94	Ok
Profilo lato sinistro	-49.46	0.00	2.20	49.51	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore interno	-37.20	0.00	-0.21	37.20	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore interno	-48.58	0.00	-0.21	48.58	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore interno	46.00	0.00	-0.21	46.00	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore interno	34.63	0.00	-0.21	34.63	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore esterno	50.31	0.00	-0.21	50.31	Ok
Profilo lato superiore	47.51	0.00	-0.21	47.51	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore esterno	38.94	0.00	-0.21	38.94	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra esterno	76.17	0.00	2.20	76.20	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra interno	75.76	0.00	2.20	75.79	Ok

Nerv. vert. lato superiore zona sinistra interno	68.05	0.00	2.20	68.09	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra esterno	67.64	0.00	2.20	67.68	Ok
<u>Verifica formula (4.2.79) (Nodo n. 101, CMB n. 144)</u>					
Cordoni	n^\wedge	t_\wedge	$t_{ }$	FV_2	VER_2
Nerv. vert. lato inferiore zona destra esterno	-70.21	0.00	2.20	70.21	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona destra interno	-70.63	0.00	2.20	70.63	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra interno	-78.33	0.00	2.20	78.33	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra esterno	-78.74	0.00	2.20	78.74	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore esterno	-41.51	0.00	-0.21	41.51	Ok
Profilo lato inferiore	-50.09	0.00	-0.21	50.09	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore esterno	-52.88	0.00	-0.21	52.88	Ok
Profilo lato destro	46.89	0.00	2.20	46.89	Ok
Profilo lato sinistro	-49.46	0.00	2.20	49.46	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore interno	-37.20	0.00	-0.21	37.20	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore interno	-48.58	0.00	-0.21	48.58	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore interno	46.00	0.00	-0.21	46.00	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore interno	34.63	0.00	-0.21	34.63	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore esterno	50.31	0.00	-0.21	50.31	Ok
Profilo lato superiore	47.51	0.00	-0.21	47.51	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore esterno	38.94	0.00	-0.21	38.94	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra esterno	76.17	0.00	2.20	76.17	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra interno	75.76	0.00	2.20	75.76	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra interno	68.05	0.00	2.20	68.05	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra esterno	67.64	0.00	2.20	67.64	Ok

Legenda n^\wedge tensione normale perpendicolare all'asse del cordone t_\wedge tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone $t_{||}$ tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV1 = \sqrt{n^\wedge^2 + t_\wedge^2 + t_{||}^2} \cdot 0.5$$

$$FV2 = \sqrt{n^\wedge^2 + t_\wedge^2}$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq b_i \cdot f_{yk} \quad (b_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad b_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressaSezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 101, CMB n. 139)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 6,23 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1869,78 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 60,0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 68940,5 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 18055840,0 \text{ N mm}$
Momento massimo	$M_{p,Ed} = 3365611,0 \text{ N mm}$
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,186400 \text{ Ok}$	

Sezione parallela a Y a filo della colonna (Nodo n. 101, CMB n. 144)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 3,50 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1050,92 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 60,0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 68940,5 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 18055840,0 \text{ N mm}$

Momento massimo $M_{p,Ed} = 1891652,0 \text{ N mm}$
 $M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,104767 \text{ Ok}$

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 101, CMB n. 144)

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 42508720,0 \text{ N mm}$
 Momento di progetto $M_{j,Ed} = 19550000,0 \text{ N mm}$
 $M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0,459906 \text{ Ok}$

Ancoraggio

Tirafondi con uncini e bolzoni

Lunghezza tirafondi $L_t = 415 \text{ mm}$ (rettilineo 200 mm, arco 151 mm, terminale 64 mm)
 Lunghezza di aderenza $L_a = 520 \text{ mm}$ (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo 20ϕ)
 Diametro bolzoni $\phi_b = 15 \text{ mm}$

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (640 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	1.79 N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot h \cdot f_{ctk} / \gamma_C =$	2.69 N/mm ²

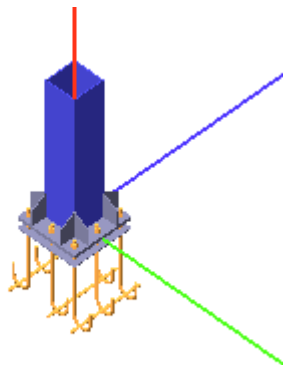
Compressione massima calcestruzzo (Nodo n. 101, CMB n. 144)

$$p_{max} = 7.01 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

Verifica ancoraggio

Si considera la massima sollecitazione di trazione agente nei tirafondi (Nodo n. 101, CMB n. 144)

Trazione di progetto dell'ancoraggio $F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Ed}] = 25843.7 \text{ N}$
 Resistenza a trazione per aderenza $F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot p \cdot \phi \cdot f_{bd} = 70207.5 \text{ N}$
 $F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$

Verifica secondo il D.M. 14/01/2008 del nodo: 1094**Coefficienti di sicurezza utilizzati** $\gamma_{M0} = 1,05$ $\gamma_{M1} = 1,10$ $\gamma_{M2} = 1,25$ **Colonna**

Tipo di profilo: T.QU 180x180x6.3

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.15$

Dimensioni (B x H x Sp): 350,0 x 350,0 x 20,0 mm

Spessore nervature verticali: 6,0 mm

Spessore nervature orizzontali: 6,0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 640 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ Ares = 156,8 mm² (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing 0 = 17 \text{ mm}$ **Saldature:**

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $b_1 = 0.70$ $b_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo sc = 4 mm

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1094.1	248,4	34,5	-51963,0	-121314,0	-401347,0	27308,0
1094.2	218,4	-2306,5	-48452,0	1761000,0	-348185,0	20436,0
1094.3	299,9	33,1	-76534,6	-115885,0	-480344,0	29713,0
1094.4	269,9	-2307,8	-73023,6	1767000,0	-427181,0	22841,0
1094.5	31,2	13,4	-27522,8	-43122,0	-38552,0	2805,0
1094.6	1,2	-2327,6	-24011,8	1839000,0	14611,0	-4067,0
1094.7	82,7	12,0	-52094,4	-37693,0	-117548,0	5210,0
1094.8	52,7	-2328,9	-48583,3	1845000,0	-64386,0	-1662,0
1094.9	265,0	33,5	-51933,7	-119458,0	-430617,0	27902,0
1094.10	235,0	-2307,4	-48422,7	1763000,0	-377454,0	21030,0

1094.11	290,7	32,9	-64219,5	-116744,0	-470115,0	29105,0
1094.12	260,7	-2308,1	-60708,4	1766000,0	-416952,0	22233,0
1094.13	47,7	12,4	-27493,4	-41267,0	-67821,0	3400,0
1094.14	17,8	-2328,5	-23982,4	1841000,0	-14659,0	-3472,0
1094.15	73,5	11,8	-39779,2	-38552,0	-107319,0	4602,0
1094.16	43,5	-2329,2	-36268,2	1844000,0	-54157,0	-2270,0
1094.17	198,4	-3867,1	-46111,3	3016000,0	-312743,0	15854,0
1094.18	274,1	33,8	-64248,8	-118599,0	-440845,0	28510,0
1094.19	224,2	-3867,8	-58397,1	3019000,0	-352241,0	17057,0
1094.20	-18,8	-3888,2	-21671,1	3094000,0	50052,0	-8648,0
1094.21	56,9	12,7	-39808,6	-40408,0	-78050,0	4008,0
1094.22	6,9	-3888,9	-33956,9	3097000,0	10554,0	-7446,0
1094.23	244,1	-2307,1	-60737,8	1764000,0	-387683,0	21638,0
1094.24	26,9	-2328,2	-36297,6	1842000,0	-24888,0	-2864,0
1094.25	256,3	4549,5	-48911,9	-3346000,0	-420908,0	33716,0
1094.26	307,8	4548,2	-73483,5	-3341000,0	-499904,0	36121,0
1094.27	39,0	4528,4	-24471,7	-3268000,0	-58112,0	9214,0
1094.28	90,5	4527,1	-49043,3	-3263000,0	-137108,0	11619,0
1094.29	272,8	4548,6	-48882,6	-3345000,0	-450177,0	34311,0
1094.30	298,6	4547,9	-61168,3	-3342000,0	-489675,0	35513,0
1094.31	55,6	4527,5	-24442,3	-3266000,0	-87382,0	9808,0
1094.32	81,4	4526,8	-36728,1	-3264000,0	-126880,0	11011,0
1094.33	282,0	4548,9	-61197,7	-3344000,0	-460406,0	34919,0
1094.34	64,8	4527,8	-36757,5	-3266000,0	-97610,0	10416,0
1094.35	261,5	7559,6	-46877,9	-5497000,0	-433948,0	37988,0
1094.36	287,3	7558,9	-59163,6	-5494000,0	-473446,0	39191,0
1094.37	44,3	7538,5	-22437,6	-5418000,0	-71153,0	13486,0
1094.38	70,0	7537,8	-34723,4	-5416000,0	-110651,0	14688,0
1094.39	247,5	7,9	-70578,4	-27666,0	-401700,0	24087,0
1094.40	299,0	6,6	-95150,0	-22237,0	-480696,0	26492,0
1094.41	30,2	-13,2	-46138,2	50525,0	-38905,0	-416,0
1094.42	81,7	-14,5	-70709,7	55954,0	-117901,0	1989,0
1094.43	264,0	7,0	-70549,1	-25811,0	-430969,0	24681,0
1094.44	289,8	6,3	-82834,8	-23096,0	-470467,0	25884,0
1094.45	46,8	-14,1	-46108,8	52381,0	-68174,0	179,0
1094.46	72,6	-14,8	-58394,6	55095,0	-107672,0	1381,0
1094.47	273,2	7,3	-82864,2	-24952,0	-441198,0	25289,0
1094.48	56,0	-13,8	-58424,0	53240,0	-78403,0	786,0
1094.49	246,8	-9,7	-82988,7	34765,0	-401935,0	21939,0
1094.50	272,6	-10,4	-95274,5	37480,0	-441433,0	23142,0
1094.51	29,6	-30,8	-58548,4	112957,0	-39140,0	-2563,0
1094.52	55,4	-31,5	-70834,2	115671,0	-78638,0	-1361,0
1094.53	217,5	-2333,0	-67067,4	1855000,0	-348538,0	17214,0
1094.54	269,0	-2334,3	-91639,0	1860000,0	-427534,0	19619,0
1094.55	0,3	-2354,1	-42627,2	1933000,0	14258,0	-7288,0
1094.56	51,8	-2355,4	-67198,7	1938000,0	-64738,0	-4883,0
1094.57	234,0	-2333,9	-67038,0	1857000,0	-377807,0	17809,0
1094.58	259,8	-2334,6	-79323,8	1859000,0	-417305,0	19012,0
1094.59	16,8	-2355,0	-42597,8	1935000,0	-15011,0	-6693,0
1094.60	42,6	-2355,7	-54883,6	1938000,0	-54510,0	-5491,0
1094.61	197,5	-3893,6	-64726,7	3110000,0	-313096,0	12633,0
1094.62	223,2	-3894,3	-77012,5	3113000,0	-352594,0	13836,0
1094.63	-19,7	-3914,7	-40286,5	3188000,0	49699,0	-11869,0
1094.64	6,0	-3915,4	-52572,3	3191000,0	10201,0	-10667,0
1094.65	243,2	-2333,7	-79353,2	1858000,0	-388036,0	18417,0
1094.66	26,0	-2354,8	-54912,9	1936000,0	-25240,0	-6086,0
1094.67	216,8	-2350,7	-79477,7	1917000,0	-348773,0	15067,0
1094.68	242,6	-2351,3	-91763,4	1920000,0	-388271,0	16269,0
1094.69	-0,4	-2371,8	-55037,4	1995000,0	14023,0	-9436,0
1094.70	25,4	-2372,4	-67323,2	1998000,0	-25475,0	-8233,0
1094.71	255,3	4523,0	-67527,3	-3253000,0	-421260,0	30495,0

1094.72	306,8	4521,7	-92098,9	-3247000,0	-500257,0	32900,0
1094.73	38,1	4501,9	-43087,1	-3175000,0	-58465,0	5992,0
1094.74	89,6	4500,6	-67658,6	-3169000,0	-137461,0	8397,0
1094.75	271,9	4522,1	-67497,9	-3251000,0	-450530,0	31090,0
1094.76	297,7	4521,4	-79783,7	-3248000,0	-490028,0	32292,0
1094.77	54,7	4501,0	-43057,7	-3173000,0	-87734,0	6587,0
1094.78	80,4	4500,3	-55343,5	-3170000,0	-127232,0	7790,0
1094.79	281,1	4522,3	-79813,1	-3250000,0	-460759,0	31697,0
1094.80	63,9	4501,2	-55372,9	-3172000,0	-97963,0	7195,0
1094.81	260,6	7533,1	-65493,2	-5403000,0	-434301,0	34767,0
1094.82	286,3	7532,4	-77779,0	-5400000,0	-473799,0	35970,0
1094.83	43,4	7511,9	-41053,0	-5325000,0	-71505,0	10265,0
1094.84	69,1	7511,3	-53338,8	-5322000,0	-111003,0	11467,0
1094.85	254,7	4505,3	-79937,6	-3190000,0	-421496,0	28347,0
1094.86	280,5	4504,7	-92223,4	-3188000,0	-460994,0	29550,0
1094.87	37,5	4484,2	-55497,3	-3112000,0	-58700,0	3845,0
1094.88	63,3	4483,6	-67783,1	-3109000,0	-98198,0	5047,0
1094.89	249,3	61,0	-33347,6	-214961,0	-400995,0	30529,0
1094.90	300,8	59,7	-57919,2	-209532,0	-479991,0	32934,0
1094.91	32,1	39,9	-8907,4	-136770,0	-38199,0	6026,0
1094.92	83,6	38,5	-33479,0	-131341,0	-117195,0	8431,0
1094.93	265,9	60,0	-33318,3	-213106,0	-430264,0	31124,0
1094.94	291,6	59,4	-45604,1	-210391,0	-469762,0	32326,0
1094.95	48,7	38,9	-8878,0	-134914,0	-67468,0	6621,0
1094.96	74,4	38,3	-21163,8	-132200,0	-106967,0	7824,0
1094.97	275,1	60,3	-45633,4	-212247,0	-440493,0	31731,0
1094.98	57,8	39,2	-21193,2	-134055,0	-77697,0	7229,0
1094.99	249,9	78,7	-20937,4	-277393,0	-400760,0	32677,0
1094.100	275,7	78,0	-33223,2	-274678,0	-440258,0	33879,0
1094.101	32,7	57,6	3502,9	-199202,0	-37964,0	8174,0
1094.102	58,5	56,9	-8782,9	-196487,0	-77462,0	9376,0
1094.103	219,3	-2280,0	-29836,6	1668000,0	-347832,0	23657,0
1094.104	270,8	-2281,3	-54408,2	1673000,0	-426828,0	26062,0
1094.105	2,1	-2301,1	-5396,4	1746000,0	14963,0	-846,0
1094.106	53,6	-2302,4	-29968,0	1751000,0	-64033,0	1559,0
1094.107	235,9	-2280,9	-29807,3	1669000,0	-377102,0	24252,0
1094.108	261,6	-2281,6	-42093,1	1672000,0	-416600,0	25454,0
1094.109	18,7	-2302,0	-5367,0	1748000,0	-14306,0	-251,0
1094.110	44,4	-2302,7	-17652,8	1750000,0	-53804,0	952,0
1094.111	199,3	-3840,6	-27495,9	2923000,0	-312391,0	19076,0
1094.112	225,1	-3841,2	-39781,7	2925000,0	-351889,0	20278,0
1094.113	-17,9	-3861,7	-3055,7	3001000,0	50405,0	-5427,0
1094.114	7,9	-3862,4	-15341,5	3003000,0	10907,0	-4224,0
1094.115	245,1	-2280,6	-42122,4	1670000,0	-387330,0	24859,0
1094.116	27,9	-2301,7	-17682,2	1748000,0	-24535,0	357,0
1094.117	219,9	-2262,3	-17426,4	1605000,0	-347597,0	25804,0
1094.118	245,7	-2262,9	-29712,2	1608000,0	-387095,0	27007,0
1094.119	2,7	-2283,4	7013,9	1683000,0	15198,0	1302,0
1094.120	28,5	-2284,0	-5271,9	1686000,0	-24300,0	2504,0
1094.121	257,2	4576,1	-30296,5	-3440000,0	-420555,0	36937,0
1094.122	308,7	4574,7	-54868,1	-3435000,0	-499551,0	39342,0
1094.123	40,0	4554,9	-5856,3	-3362000,0	-57760,0	12435,0
1094.124	91,5	4553,6	-30427,9	-3356000,0	-136756,0	14840,0
1094.125	273,8	4575,1	-30267,2	-3438000,0	-449824,0	37532,0
1094.126	299,5	4574,4	-42553,0	-3436000,0	-489322,0	38735,0
1094.127	56,6	4554,0	-5826,9	-3360000,0	-87029,0	13029,0
1094.128	82,3	4553,3	-18112,7	-3357000,0	-126527,0	14232,0
1094.129	282,9	4575,4	-42582,3	-3437000,0	-460053,0	38140,0
1094.130	65,7	4554,3	-18142,1	-3359000,0	-97258,0	13637,0
1094.131	262,4	7586,1	-28262,5	-5590000,0	-433595,0	41210,0
1094.132	288,2	7585,4	-40548,3	-5587000,0	-473093,0	42412,0

1094.133	45,2	7565,0	-3822,2	-5512000,0	-70800,0	16707,0
1094.134	71,0	7564,3	-16108,0	-5509000,0	-110298,0	17910,0
1094.135	257,8	4593,7	-17886,3	-3503000,0	-420320,0	39085,0
1094.136	283,6	4593,1	-30172,1	-3500000,0	-459818,0	40287,0
1094.137	40,6	4572,6	6554,0	-3424000,0	-57524,0	14582,0
1094.138	66,3	4572,0	-5731,8	-3422000,0	-97023,0	15785,0
1094.139	26186,4	813,6	-39187,0	-2886000,0	-47770000,0	138568,0
1094.140	25807,6	-583,1	-34337,6	2106000,0	-47060000,0	41829,0
1094.141	-25485,8	633,6	-42317,2	-2281000,0	46540000,0	-5305,0
1094.142	-25864,6	-763,1	-37467,8	2711000,0	47260000,0	-102043,0
1094.143	25609,6	713,7	-38946,4	-2448000,0	-46710000,0	15127,0
1094.144	26384,5	-483,1	-34578,1	1668000,0	-48120000,0	165270,0
1094.145	-26062,7	533,7	-42076,7	-1843000,0	47600000,0	-128746,0
1094.146	-25287,8	-663,2	-37708,4	2273000,0	46200000,0	21397,0
1094.147	26692,8	753,4	-39067,4	-2685000,0	-48710000,0	93155,0
1094.148	26314,0	-643,2	-34218,0	2307000,0	-47990000,0	-3583,0
1094.149	-25992,2	693,7	-42436,7	-2483000,0	47480000,0	40107,0
1094.150	-26371,0	-702,9	-37587,4	2509000,0	48190000,0	-56631,0
1094.151	26115,9	653,5	-38826,9	-2247000,0	-47650000,0	-30286,0
1094.152	26890,8	-543,3	-34458,6	1870000,0	-49050000,0	119858,0
1094.153	-26569,0	593,8	-42196,2	-2045000,0	48540000,0	-83334,0
1094.154	-25794,1	-603,0	-37827,9	2071000,0	47130000,0	66810,0
1094.155	8543,1	2380,0	-45940,1	-8498000,0	-15590000,0	201073,0
1094.156	7280,4	-2275,5	-29775,6	8142000,0	-13220000,0	-121387,0
1094.157	-6958,6	2326,0	-46879,2	-8317000,0	12700000,0	157911,0
1094.158	-8221,3	-2329,5	-30714,7	8323000,0	15080000,0	-164549,0
1094.159	8695,0	2362,0	-45904,3	-8438000,0	-15870000,0	187450,0
1094.160	7432,3	-2293,5	-29739,7	8202000,0	-13500000,0	-135011,0
1094.161	-7110,5	2344,1	-46915,1	-8377000,0	12980000,0	171535,0
1094.162	-8373,1	-2311,5	-30750,5	8263000,0	15360000,0	-150925,0
1094.163	6620,2	2047,0	-45138,4	-7039000,0	-12060000,0	-210396,0
1094.164	9203,3	-1942,4	-30577,3	6682000,0	-16750000,0	290082,0
1094.165	-8881,5	1993,0	-46077,4	-6857000,0	16230000,0	-253558,0
1094.166	-6298,4	-1996,4	-31516,4	6863000,0	11550000,0	246921,0
1094.167	6772,1	2028,9	-45102,5	-6978000,0	-12340000,0	-224020,0
1094.168	9355,2	-1960,5	-30541,5	6742000,0	-17030000,0	276459,0
1094.169	-9033,4	2011,0	-46113,3	-6918000,0	16520000,0	-239935,0
1094.170	-6450,3	-1978,4	-31552,3	6803000,0	11830000,0	260544,0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / g_{M2} = 90333.1 \text{ N}$$

Resistenza a punzonamento flangia

$$B_{pf,Rd} = 0,6 \cdot p \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / g_{M2} = 311243.9 \text{ N}$$

Bull.	$F_{f,Rd} \text{ [N]}$	$F_{t,Rd} \text{ [N]}$
1	89047.6	89047.6
2	79541.9	79541.9
3	89047.6	89047.6
4	79541.9	79541.9
5	79541.9	79541.9
6	89047.6	89047.6
7	79541.9	79541.9
8	89047.6	89047.6

Legenda
 $F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

 $F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = 1 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / g_{M2} = 60222.1 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bf,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bf,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	188862.8	60222.1	188862.8	60222.1

2	188862.8	60222.1	275200.0	60222.1
3	188862.8	60222.1	188862.8	60222.1
4	275200.0	60222.1	188862.8	60222.1
5	275200.0	60222.1	188862.8	60222.1
6	188862.8	60222.1	188862.8	60222.1
7	188862.8	60222.1	275200.0	60222.1
8	188862.8	60222.1	188862.8	60222.1

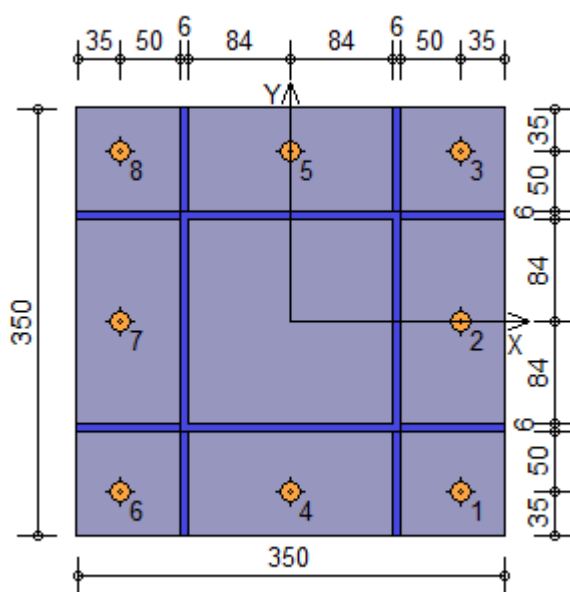
Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot a \cdot f_{tk} \cdot \phi \cdot t_f / g_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot a \cdot f_{tk} \cdot \phi \cdot t_f / g_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

**Verifiche sui bulloni****1-Taglio e trazione (Nodo n. 1094, CMB n. 152)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1
VER							
1	140.00	-140.00	3290.0	60222.1	0.0	89047.6	0.054631
Ok							
2	140.00	0.00	3290.7	60222.1	16266.4	79541.9	0.200715
Ok							
3	140.00	140.00	3293.0	60222.1	49124.2	89047.6	0.448724
Ok							
4	0.00	-140.00	3361.4	60222.1	0.0	79541.9	0.055816
Ok							
5	0.00	140.00	3364.2	60222.1	48048.0	79541.9	0.487335
Ok							
6	-140.00	-140.00	3432.7	60222.1	0.0	89047.6	0.057001
Ok							
7	-140.00	0.00	3433.4	60222.1	14114.1	79541.9	0.183757
Ok							
8	-140.00	140.00	3435.5	60222.1	46971.9	89047.6	0.433827
Ok							

2-Trazione (Nodo n. 1094, CMB n. 152)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F _{t,Ed} [N]	F _{t,Rd} [N]	FV ₂	VER
1	140.00	-140.00	0.0	89047.6	0.000000	Ok
2	140.00	0.00	16266.4	79541.9	0.204502	Ok
3	140.00	140.00	49124.2	89047.6	0.551662	Ok
4	0.00	-140.00	0.0	79541.9	0.000000	Ok
5	0.00	140.00	48048.0	79541.9	0.604060	Ok
6	-140.00	-140.00	0.0	89047.6	0.000000	Ok
7	-140.00	0.00	14114.1	79541.9	0.177443	Ok
8	-140.00	140.00	46971.9	89047.6	0.527492	Ok

LegendaF_{v,Ed} forza di taglio agente sul bulloneF_{v,Rd} resistenza a taglio di progetto del bulloneF_{t,Ed} forza di trazione agente sul bulloneF_{t,Rd} resistenza a trazione di progetto del bullone $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$ $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$ VER $\rightarrow FV_i \leq 1$ **Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

0.5

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = sc / 2 = 2.828$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le

tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.78) (Nodo n. 1094, CMB n. 147)

Cordoni	n [^]	t _⊥	t	FV ₁	VER ₁
Nerv. vert. lato inferiore zona destra esterno	-154.67	0.00	9.36	154.96	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona destra interno	-154.27	0.00	9.36	154.56	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra interno	-146.80	0.00	9.36	147.10	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra esterno	-146.40	0.00	9.36	146.70	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore esterno	-89.83	0.00	0.26	89.83	Ok
Profilo lato inferiore	-85.98	0.00	0.26	85.98	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore esterno	-77.65	0.00	0.26	77.65	Ok
Profilo lato destro	-84.88	0.00	9.36	85.40	Ok
Profilo lato sinistro	-76.61	0.00	9.36	77.18	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore interno	-82.58	0.00	0.26	82.58	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore interno	-70.40	0.00	0.26	70.40	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore interno	56.70	0.00	0.26	56.70	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore interno	68.88	0.00	0.26	68.88	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore esterno	63.95	0.00	0.26	63.95	Ok
Profilo lato superiore	72.28	0.00	0.26	72.28	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore esterno	76.12	0.00	0.26	76.12	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra esterno	132.69	0.00	9.36	133.02	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra interno	133.09	0.00	9.36	133.42	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra interno	140.57	0.00	9.36	140.88	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra esterno	140.97	0.00	9.36	141.28	Ok

Verifica formula (4.2.79) (Nodo n. 1094, CMB n. 147)

Cordoni	n [^]	t _⊥	t	FV ₂	VER ₂
Nerv. vert. lato inferiore zona destra esterno	-154.67	0.00	9.36	154.67	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona destra interno	-154.27	0.00	9.36	154.27	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra interno	-146.80	0.00	9.36	146.80	Ok
Nerv. vert. lato inferiore zona sinistra esterno	-146.40	0.00	9.36	146.40	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore esterno	-89.83	0.00	0.26	89.83	Ok
Profilo lato inferiore	-85.98	0.00	0.26	85.98	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore esterno	-77.65	0.00	0.26	77.65	Ok

Profilo lato destro	-84.88	0.00	9.36	84.88	Ok
Profilo lato sinistro	-76.61	0.00	9.36	76.61	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona inferiore interno	-82.58	0.00	0.26	82.58	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona inferiore interno	-70.40	0.00	0.26	70.40	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore interno	56.70	0.00	0.26	56.70	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore interno	68.88	0.00	0.26	68.88	Ok
Nerv. orizz. lato destro zona superiore esterno	63.95	0.00	0.26	63.95	Ok
Profilo lato superiore	72.28	0.00	0.26	72.28	Ok
Nerv. orizz. lato sinistro zona superiore esterno	76.12	0.00	0.26	76.12	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra esterno	132.69	0.00	9.36	132.69	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona destra interno	133.09	0.00	9.36	133.09	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra interno	140.57	0.00	9.36	140.57	Ok
Nerv. vert. lato superiore zona sinistra esterno	140.97	0.00	9.36	140.97	Ok

Legendan[^] tensione normale perpendicolare all'asse del cordonet[^] tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordonet_{||} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$\frac{2}{2} \quad \frac{2}{2} \quad \frac{2}{2} \quad 0.5$$

$$FV1 = (n^2 + t^2 + t_{||}^2)^{0.5}$$

$$FV2 = |n| + |t|$$

$$VERi \rightarrow FVi \leq b_i \cdot f_{yk} \quad (b_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad b_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressaSezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 1094, CMB n. 152)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 11,00 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 3850,77 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 85,0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 76451,3 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 20022950,0 \text{ N mm}$
Momento massimo	$M_{p,Ed} = 13910900,0 \text{ N mm}$
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,694748 \text{ Ok}$	

Sezione parallela a Y a filo della colonna (Nodo n. 1094, CMB n. 147)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 5,88 \text{ N/mm}^2$
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 2057,68 \text{ N/mm}$
Lunghezza sbalzo	$L_s = 85,0 \text{ mm}$
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 76451,3 \text{ mm}^3$
Momento resistente	$M_{p,Rd} = 20022950,0 \text{ N mm}$
Momento massimo	$M_{p,Ed} = 7433374,0 \text{ N mm}$
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,371243 \text{ Ok}$	

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1094, CMB n. 152)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} = 85997220,0 \text{ N mm}$
Momento di progetto	$M_{j,Ed} = 49050000,0 \text{ N mm}$
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0,570367 \text{ Ok}$	

AncoraggioTirafondi con uncini e bolzoni

Lunghezza tirafondi	Lt = 600 mm (rettilineo 385 mm, arco 151 mm, terminale 64 mm)
---------------------	---------------------------------------------------------------

Lunghezza di aderenza $La = 705 \text{ mm}$ (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo 20ϕ)
 Diametro bolzoni $\phi b = 16 \text{ mm}$

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (640 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck} =$	1.79 N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot h \cdot f_{ctk} / \gamma_C =$	2.69 N/mm ²

Compressione massima calcestruzzo (Nodo n. 1094, CMB n. 147)

$$p_{max} = 11.76 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

Verifica ancoraggio

Si considera la massima sollecitazione di trazione agente nei tirafondi (Nodo n. 1094, CMB n. 152)

Trazione di progetto dell'ancoraggio	$F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Ed}] =$	49124.2 N
Resistenza a trazione per aderenza	$F_{t,ad,Rd} = La \cdot p \cdot \phi \cdot f_{bd} =$	95185.1 N
$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$		

A8.5.9.2 - VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA "ATRIO"

Si verifica il **collegamento bullonato** maggiormente sollecitato tra **trave IPE300 di copertura dell'atrio e colonna scatolare 180x180x6,3 mm** (realizzati tutti allo stesso modo: per la geometria delle piastre di nodo e per i dettagli costruttivi si veda l'elaborato grafico corrispondente).

Dal fascicolo dei calcoli allegato si ricavano le maggiori sollecitazioni nel nodo:

$$V_{Ed} = 58,44 \text{ kN (comb. 90 SLU)}$$

$$V_{Ed} = 39,50 \text{ kN (comb. 155 SLV)}$$

e si considera pertanto quella massima tra le due suddette.

Il collegamento bullonato (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di n. 4 bulloni M16 ($A_{res}=157 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e n. 2 piastre 180x140x10 mm con n. 4 fori di diametro 17 mm ad interassi $p_1=40 \text{ mm}$, $p_2=60 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1=30 \text{ mm}$ e $e_2=40 \text{ mm}$.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b' = V_{Ed} / 8 = 7,305 \text{ kN.}$$

A causa dell'eccentricità $e=170 \text{ mm}$ del suddetto taglio rispetto all'asse delle bullonature sui 4 bulloni agirà anche un taglio ortogonale pari a:

$$M = V_{Ed} \cdot e = 9934,8 \text{ kN mm}$$

$$V_b'' = 0,45 (M / 3p_1) = 37,26 \text{ kN.}$$

Il taglio risultante sommato vettorialmente è pari a:

$$V_b = \sqrt{(V_b')^2 + (V_b'')^2} = 37,97 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 60,288 \text{ kN}$$

con $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$.

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a (considerando il caso più cautelativo tra anima della trave e piastre di collegamento):

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 51,779 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(1,4p_2/d_0 - 1,7; 2,5) = \min(1,4 \times 60/17 - 1,7; 2,5) = \min(3,24; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(p_1/(3x d_0) - 0,25; f_{tb}/f_t; 1) = \min(40/(3 \times 17) - 0,25; 800/275; 1) = \min(0,53; 2,91; 1) = 0,53$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$t = 7,1 \text{ mm (anima IPE300)}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 2 piani di taglio:

$$V_b / 2F_{v,Rd} = 0,31 < 1$$

La verifica a rifollamento è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / F_{b,Rd} = 0,73 < 1.$$

Si verifica il **collegamento saldato** maggiormente sollecitato tra **trave IPE300 di copertura dell'atrio e colonna scatolare 180x180x6,3 mm** realizzato per collegare i 2 piatti 180x140x10 mm ed il piatto ortogonale 140x200x10 mm mediante n. 2 cordoni d'angolo di altezza 10 mm e lunghezza 180 mm. La sezione di gola resistente vale $a=7$ mm pertanto l'area resistente in direzione del taglio vale:

$$A_s = 2 \times (7 \times 180) = 2520 \text{ mm}^2.$$

Il modulo di resistenza della suddetta sezione vale:

$$W_s = 2 \times (7 \times 180^2) / 6 = 75600 \text{ mm}^3.$$

Le sollecitazioni agenti valgono, considerata l'eccentricità $e=100$ mm tra retta di azione del taglio e baricentro dei cordoni di saldatura:

$$V_{Ed} = 58,44 \text{ kN}$$

$$M = V_{Ed} \times e = 5844 \text{ kN mm}$$

$$\tau_{II} = V_{Ed} / A_s = 23,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L = M / W_s = 77,30 \text{ MPa}$$

$$[\sigma L^2 + 3 \tau_{II}^2]^{0,5} = 87,11 \text{ MPa} < (360 / (0,8 \times 1,25)) = 360 \text{ MPa}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Analoga saldatura è verificata per il piatto 140x200x10 mm con la colonna scatolare 180x180x6,3 mm da eseguirsi con cordoni d'angolo di altezza 6 mm (sezione di gola $a=4$ mm) e lunghezza 200 mm:

$$A_s = 2 \times (4 \times 200) = 1600 \text{ mm}^2$$

$$W_s = 2 \times (4 \times 200^2) / 6 = 53333 \text{ mm}^3$$

$$\tau_{II} = V_{Ed} / A_s = 36,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L = M / W_s = 109,58 \text{ MPa}$$

$$[\sigma L^2 + 3 \tau_{II}^2]^{0,5} = 126,53 \text{ MPa} < (360 / (0,8 \times 1,25)) = 360 \text{ MPa}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

A8.5.9.3 - VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-TRAVE "ATRIO"

Si verifica il **collegamento con coprighiunti bullonati** a parziale ripristino di resistenza tra le **travi HEA160 di bordo** dell'atrio (realizzati tutti allo stesso modo: per la geometria delle piastre di nodo e per i dettagli costruttivi si veda l'elaborato grafico corrispondente).

Dal fascicolo dei calcoli allegato si ricavano le maggiori sollecitazioni nel nodo (a favore di sicurezza si prendono le sollecitazioni in asse alla colonna e non nel punto effettivo del giunto):

$$M_{Ed} = 5759,0 \text{ kN mm (comb. 86 SLU)}$$

$$M_{Ed} = 26730,0 \text{ kN mm (comb. 152 SLV)}$$

$$V_{Ed} = 8,18 \text{ kN (comb. 86 SLU)}$$

$$V_{Ed} = 14,21 \text{ kN (comb. 147 SLV)}$$

e si considerano pertanto quelle massime tra le suddette.

Il collegamento bullonato d'anima (giunto a parziale ripristino) sarà realizzato a mezzo di n. 4+4 bulloni M16 ($A_{res}=157 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e n. 2 piastre 200x90x8 mm con n. 4+4 fori di diametro 17 mm ad interassi $p_1=p_2=40$ mm e distanze dal bordo $e_1=25$ mm e $e_2=30$ mm.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = V_{Ed} / 4 = 3,55 \text{ kN}.$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 60,288 \text{ kN}$$

$$\text{con } f_{tb} = 800 \text{ MPa}.$$

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a (considerando il caso più cautelativo tra anima della trave e piastre di collegamento):

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 25,73 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(1,4p_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(1,4 \times 40/17 - 1,7 ; 2,5) = \min(1,59 ; 2,5) = 1,59$$

$$\alpha = \min(e_1/(3x d_0); f_{tb}/f_t ; 1) = \min(25/(3 \times 17) ; 800/235 ; 1) = \min(0,49 ; 2,91 ; 1) = 0,49$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$t = 6 \text{ mm (anima HEA160)}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 2 piani di taglio:

$$V_b / 2F_{v,Rd} = 0,03 < 1$$

La verifica a rifollamento è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / F_{b,Rd} = 0,14 < 1.$$

Il collegamento bullonato d'ala (giunto a parziale ripristino) sarà realizzato a mezzo di n. 8+8 bulloni M16 ($A_{res}=157 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e n. 2 piastre 200x90x8 mm con n. 8+8 fori di diametro 17 mm ad interassi $p_1=40 \text{ mm}$, $p_2=100 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1=30 \text{ mm}$ e $e_2=30 \text{ mm}$.

La forza che impegna ciascun coprighiunto vale:

$$N_{Ed} = M_{Ed} / (152-9) = 186,92 \text{ kN}.$$

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = N_{Ed} / 8 = 23,37 \text{ kN}.$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 60,288 \text{ kN}$$

$$\text{con } f_{tb} = 800 \text{ MPa}.$$

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a (considerando il caso più cautelativo tra ala della trave e piastre di collegamento):

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 65,64 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \times 30/17 - 1,7 ; 2,5) = \min(3,24 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(p_1/(3x d_0) - 0,25; f_{tb}/f_t ; 1) = \min(40/(3 \times 17) - 0,25 ; 800/235 ; 1) = \min(0,53 ; 2,91 ; 1) = 0,53$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$t = 9 \text{ mm (ala HEA160)}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 1 piano di taglio:

$$V_b / F_{v,Rd} = 0,39 < 1$$

La verifica a rifollamento è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / F_{b,Rd} = 0,36 < 1.$$

A8.5.9.4 - VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA "PENSILINA"

Si verifica il **collegamento bullonato** maggiormente sollecitato tra **trave HEA160 di copertura della pensilina e colonna scatolare 180x180x4 mm** (realizzati tutti allo stesso modo: per la geometria delle piastre di nodo e per i dettagli costruttivi si veda l'elaborato grafico corrispondente).

Dal fascicolo dei calcoli allegato si ricavano le maggiori sollecitazioni nel nodo:

$$V_{Ed} = 27,95 \text{ kN (comb. 86 SLU)}$$

$$V_{Ed} = 3,39 \text{ kN (comb. 155 SLV)}$$

e si considera pertanto quella massima tra le due suddette.

Il collegamento bullonato (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di n. 4 bulloni M16 ($A_{res}=157 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e n. 1 piastre 100x120x8 mm con n. 4 fori di diametro 17 mm ad interassi $p_1= 50 \text{ mm}$, $p_2= 60 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1=25 \text{ mm}$ e $e_2=30 \text{ mm}$.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b' = V_{Ed} / 4 = 6,99 \text{ kN}.$$

A causa dell'eccentricità $e=160 \text{ mm}$ del suddetto taglio rispetto all'asse delle bullonature sui 4 bulloni agirà anche un taglio ortogonale pari a:

$$M = V_{Ed} \times e = 4472 \text{ kN mm}$$

$$V_b'' = 0,5 (M / p_1) = 44,72 \text{ kN}.$$

Il taglio risultante sommato vettorialmente è pari a:

$$V_b = \sqrt{(V_b')^2 + (V_b'')^2} = 45,26 \text{ kN}.$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 60,288 \text{ kN}$$

$$\text{con } f_{tb} = 800 \text{ MPa}.$$

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a (considerando il caso più cautelativo tra anima della trave e piastre di collegamento):

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 60,27 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(1,4p_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(1,4 \times 60/17 - 1,7 ; 2,5) = \min(3,24 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(p_1/(3 \times d_0) - 0,25 ; f_{tb}/f_t ; 1) = \min(50/(3 \times 17) - 0,25 ; 800/275 ; 1) = \min(0,73 ; 2,91 ; 1) = 0,73$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$t = 6 \text{ mm (anima HEA160)}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 1 piano di taglio:

$$V_b / F_{b,Rd} = 0,75 < 1$$

La verifica a rifollamento è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / F_{b,Rd} = 0,75 < 1.$$

Si verifica il **collegamento saldato** maggiormente sollecitato tra **trave HEA160 di copertura della pensilina e colonna scatolare 180x180x4 mm** realizzato per collegare il piatto 100x120x8 mm ed il piatto ortogonale 110x110x8 mm mediante n. 2 cordoni d'angolo di altezza 4 mm e lunghezza 100 mm. La sezione di gola resistente vale $a=2,8$ mm pertanto l'area resistente in direzione del taglio vale:

$$A_s = 2 \times (2,8 \times 100) = 560 \text{ mmq.}$$

Il modulo di resistenza della suddetta sezione vale:

$$W_s = 2 \times (2,8 \times 100^2) / 6 = 9333 \text{ mm}^3.$$

Le sollecitazioni agenti valgono, considerata l'eccentricità $e=100$ mm tra retta di azione del taglio e baricentro dei cordoni di saldatura:

$$V_{Ed} = 27,95 \text{ kN}$$

$$M = V_{Ed} \times e = 2795 \text{ kN mm}$$

$$\tau_{II} = V_{Ed} / A_s = 49,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L = M / W_s = 299,5 \text{ MPa}$$

$$[\sigma_L^2 + 3 \tau_{II}^2]^{0,5} = 311 \text{ MPa} < (360 / (0,8 \times 1,25)) = 360 \text{ MPa}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Analoga saldatura è verificata per il piatto 110x110x8 mm con la colonna scatolare 180x180x6,3 mm da eseguirsi con cordoni d'angolo di altezza 4 mm (sezione di gola $a=2,8$ mm) e lunghezza 110 mm:

$$A_s = 2 \times (2,8 \times 110) = 616 \text{ mmq}$$

$$W_s = 2 \times (2,8 \times 110^2) / 6 = 11293 \text{ mm}^3$$

$$\tau_{II} = V_{Ed} / A_s = 45,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L = M / W_s = 247,50 \text{ MPa}$$

$$[\sigma_L^2 + 3 \tau_{II}^2]^{0,5} = 259,68 \text{ MPa} < (360 / (0,8 \times 1,25)) = 360 \text{ MPa}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Si verifica l'altro **collegamento bullonato** maggiormente sollecitato tra **trave HEA160 di copertura della pensilina e colonna scatolare 180x180x4 mm** (realizzati tutti allo stesso modo: per la geometria delle piastre di nodo e per i dettagli costruttivi si veda l'elaborato grafico corrispondente).

Dal fascicolo dei calcoli allegato si ricavano le maggiori sollecitazioni orizzontali nel nodo:

$$N_{Ed} = 4,58 \text{ kN (comb. 82 SLU)}$$

$$N_{Ed} = 43,92 \text{ kN (comb. 155 SLV)}$$

e si considera pertanto quella massima tra le due suddette.

Il collegamento bullonato (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di n. 2 bulloni M12 ($A_{res} = 84 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e n. 1 piastre 180x80x8 mm con n. 2 fori di diametro 13 mm ad interassi $p_2 = 80$ mm e distanze dal bordo $e_1=30$ mm e $e_2=50$ mm.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = N_{Ed} / 2 = 21,96 \text{ kN}.$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 32,256 \text{ kN}$$

con $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$.

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a (considerando il caso più cautelativo tra ala della trave e piastre di collegamento):

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 63,57 \text{ kN}$$

in cui:

$k = \min(1,4p_z/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(1,4 \times 80/13 - 1,7 ; 2,5) = \min(6,91 ; 2,5) = 2,5$
 $\alpha = \min(e_1/(3x d_0); f_{tb}/f_t ; 1) = \min(30/(3 \times 13) ; 800/275 ; 1) = \min(0,77 ; 2,91 ; 1) = 0,77$
 $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
 $d = 12 \text{ mm}$
 $t = 8 \text{ mm}$ (piatto di collegamento).
 La verifica è pertanto soddisfatta essendo $d = 12 \text{ mm}$, per 1 piano di taglio:
 $V_b / F_{v,Rd} = 0,68 < 1$
 La verifica a rifollamento è pertanto soddisfatta essendo:
 $V_b / F_{b,Rd} = 0,41 < 1$.

A8.5.9.5 - VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-TRAVE "PENSILINA"

Si verifica il collegamento bullonato maggiormente sollecitato tra **trave IPE160 e trave HEA160 di copertura della pensilina** (realizzati tutti allo stesso modo: per la geometria delle piastre di nodo e per i dettagli costruttivi si veda l'elaborato grafico corrispondente).

Dal fascicolo dei calcoli allegato si ricavano le maggiori sollecitazioni nel nodo:

$$V_{Ed} = 13,60 \text{ kN (comb. 50 SLU)}$$

$$V_{Ed} = 1,39 \text{ kN (comb. 139 SLV)}$$

e si considera pertanto quella massima tra le due suddette.

Il primo collegamento bullonato (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di n. 2 bulloni M12 ($A_{res}=84 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e n. 2 angolari 60x60x6 mm con n. 2 fori di diametro 13 mm ad interassi $p_1=40 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1=25 \text{ mm}$ e $e_2=20 \text{ mm}$.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b' = V_{Ed} / 2 = 6,80 \text{ kN.}$$

A causa dell'eccentricità $e=43 \text{ mm}$ del suddetto taglio rispetto all'asse delle bullonature sui 2 bulloni agirà anche un taglio ortogonale pari a:

$$M = V_{Ed} \times e = 584,8 \text{ kN mm}$$

$$V_b'' = (M / p_1) = 14,62 \text{ kN.}$$

Il taglio risultante sommato vettorialmente è pari a:

$$V_b = \sqrt{(V_b')^2 + (V_b'')^2} = 16,12 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 32,256 \text{ kN}$$

$$\text{con } f_{tb} = 800 \text{ MPa.}$$

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a (considerando il caso più cautelativo tra anima della trave e piastre di collegamento):

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 39,63 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \times 20/13 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,6 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(e_1/(3x d_0); f_{tb}/f_t ; 1) = \min(25/(3 \times 13) ; 800/275 ; 1) = \min(0,64 ; 2,91 ; 1) = 0,64$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$t = 6 \text{ mm (anima HEA160).}$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 1 piano di taglio:

$$V_b / F_{v,Rd} = 0,50 < 1$$

La verifica a rifollamento è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / F_{b,Rd} = 0,40 < 1.$$

Il secondo collegamento bullonato (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di n. 2+2 bulloni M12 ($A_{res}=84 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e n. 2 angolari 60x60x6 mm con n. 2+2 fori di diametro 13 mm ad interassi $p_1=40 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1=25 \text{ mm}$ e $e_2=20 \text{ mm}$.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = V_{Ed} / 4 = 3,40 \text{ kN.}$$

Si trascura l'eccentricità del taglio rispetto al piano medio delle bullonature.

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 32,256 \text{ kN}$$

$$\text{con } f_{tb} = 800 \text{ MPa.}$$

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a (considerando il caso più cautelativo tra anima della trave e piastre di collegamento):

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 39,63 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \times 20/13 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,6 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(e_1/(3x d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1) = \min(25/(3 \times 13) ; 800/275 ; 1) = \min(0,64 ; 2,91 ; 1) = 0,64$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$t = 6 \text{ mm (anima HEA160)}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 1 piano di taglio:

$$V_b / F_{v,Rd} = 0,11 < 1$$

La verifica a rifollamento è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / F_{b,Rd} = 0,09 < 1.$$

Si verifica il **collegamento bullonato** maggiormente sollecitato tra **trave UPN160 e trave HEA160 di copertura della pensilina** (realizzati tutti allo stesso modo: per la geometria delle piastre di nodo e per i dettagli costruttivi si veda l'elaborato grafico corrispondente).

Dal fascicolo dei calcoli allegato si ricavano le maggiori sollecitazioni nel nodo:

$$V_{Ed} = 18,55 \text{ kN (comb. 68 SLU)}$$

$$V_{Ed} = 2,42 \text{ kN (comb. 168 SLV)}$$

e si considera pertanto quella massima tra le due suddette.

Il collegamento bullonato (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di n. 2 bulloni M12 ($A_{res} = 84 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e n. 1 flangia 65x160x6 mm con n. 2 fori di diametro 13 mm ad interassi $p_1 = 60 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1 = 40 \text{ mm}$ e $e_2 = 30 \text{ mm}$.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = V_{Ed} / 2 = 9,275 \text{ kN}.$$

A causa dell'eccentricità $e = 90 \text{ mm}$ del suddetto taglio rispetto all'asse delle bullonature sui 2 bulloni agirà anche uno sforzo normale ortogonale alla flangia pari a:

$$M = V_{Ed} \times e = 1669,5 \text{ kN mm}$$

$$N_b = (M / p_1) = 23,83 \text{ kN}.$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 32,256 \text{ kN}$$

$$\text{con } f_{tb} = 800 \text{ MPa}.$$

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a (considerando il caso più cautelativo tra ala della trave e piastre di collegamento):

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 71,19 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \times 30/13 - 1,7 ; 2,5) = \min(4,76 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(e_1/(3x d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1) = \min(40/(3 \times 13) ; 800/275 ; 1) = \min(1,03 ; 2,91 ; 1) = 1,03$$

$$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$$

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm (piatto di collegamento)}.$$

La resistenza a trazione del bullone vale:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 48,384 \text{ kN}$$

$$\text{con } f_{tb} = 800 \text{ MPa}.$$

La resistenza a punzonamento della flangia vale:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / 1,25 = 46,663 \text{ kN}$$

$$\text{con } d_m = 12 \text{ mm} ; t_p = 6 \text{ mm} ; f_{tk} = 430 \text{ MPa}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 1 piano di taglio:

$$V_b / F_{v,Rd} = 0,29 < 1$$

La verifica a rifollamento è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / F_{b,Rd} = 0,13 < 1.$$

La verifica a trazione è pertanto soddisfatta essendo:

$$N_b / F_{t,Rd} = 0,49 < 1$$

$$N_b / B_{p,Rd} = 0,51 < 1.$$

La verifica a trazione e taglio è pertanto soddisfatta essendo:

$$V_b / F_{v,Rd} + N_b / 1,4 B_{p,Rd} = 0,65 < 1.$$

A8.5.9.6 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DEI DIAGONALI DELLE CONTROVENTATURE

Si verifica il **collegamento bullonato** maggiormente sollecitato tra i seguenti (realizzati tutti allo stesso modo: per la geometria delle piastre di nodo e per i dettagli costruttivi si veda l'elaborato grafico corrispondente):

- **controvento di falda;**
- **controvento di parete.**

Dal fascicolo dei calcoli allegato si ricavano le maggiori sollecitazioni nel nodo:

$$N_{Ed} = 5,73 \text{ kN (comb. 113 SLU)}$$

$$N_{Ed} = 66,35 \text{ kN (comb. 165 SLV)}$$

e si considera pertanto quella massima tra le due suddette.

Il collegamento bullonato (nodo cerniera) sarà realizzato a mezzo di n.3 bulloni M12 ($A_{res}=84 \text{ mm}^2$) di classe 8.8 e piastra 180x50x10 mm con n.3 fori di diametro 13 mm ad interasse $p_1=40 \text{ mm}$ e distanze dal bordo $e_1=25 \text{ mm}$ e $e_2=25 \text{ mm}$.

Sul singolo bullone agirà un taglio pari a:

$$V_b = V_{Ed} / 3 = 22,12 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio del bullone vale, per ogni piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / 1,25 = 32,256 \text{ kN}$$

con $f_{tb} = 800 \text{ MPa}$.

La resistenza a rifollamento degli elementi collegati è pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 55,296 \text{ kN}$$

in cui:

$$k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5) = \min(2,8 \times 25/13 - 1,7 ; 2,5) = \min(3,68 ; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha = \min(e_1/(3x d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1) = \min(25/(3 \times 13) ; 800/360 ; 1) = \min(0,64 ; 2,22 ; 1) = 0,64$$

$$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$$

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

La verifica è pertanto soddisfatta essendo, per 1 piano di taglio:

$$V_b / F_{v,Rd} = 0,69 < 1$$

$$V_b / F_{b,Rd} = 0,40 < 1.$$

Si verifica il **collegamento saldato** maggiormente sollecitato tra **tondino $\phi 20$ del controvento di parete e piatto 180x50x10 mm** mediante n. 2 cordoni d'angolo di altezza 10 mm e lunghezza 50 mm. La sezione di gola resistente vale $a=7 \text{ mm}$ pertanto l'area resistente in direzione dello sforzo normale vale:

$$A_s = 2 \times (7 \times 50) = 700 \text{ mmq.}$$

Le sollecitazioni agenti valgono:

$$N_{Ed} = 66,35 \text{ kN}$$

$$\tau_{II} = N_{Ed} / A_s = 94,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L = 0 \text{ MPa}$$

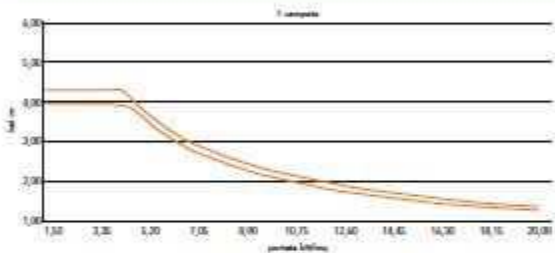
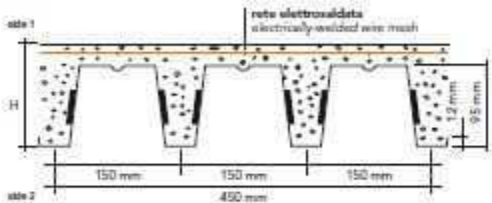
$$[\sigma_L^2 + 3 \tau_{II}^2]^{0,5} = 164,18 \text{ MPa} < (360/(0,8 \times 1,25)) = 360 \text{ MPa.}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Solai con lamiere collaboranti

Floors with collaborating sheets
Decken mit Verbundblechen
Planchers avec tôles associées
Suelos con chapas colaborantes

EGB 1001 H=14 cm



EGB 1001 H=14 cm

1 campato 1 span

Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m²)															
mm	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	15,00	20,00
	Luce massima in m per solai - Maximum span in m for Roofs															
0,8	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,86	3,57	3,32	3,12	2,79	2,54	2,17	1,92	1,66	1,38
1,0	4,36	4,36	4,36	4,36	4,36	4,36	4,07	3,77	3,52	3,31	2,97	2,71	2,33	2,06	1,79	1,47

CARATTERISTICHE

Characteristics
Eigenschaften
Caractéristiques
Características

Rete a 6 mm
a maglia saldata
da 150x150 mm

Grid a 6 mm
welded mesh
150x150 mm

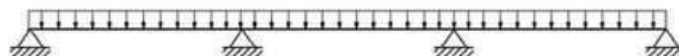
Nutzung und Anwendung
Geflecht a 6 mm mit
geschweißten Maschen
zu 150x150 mm

Grille a 6 mm
à maille soudée
de 150x150 mm

Maila electrosoldada
150x150 mm (Ø 6 mm)



– pannello su appoggi multipli:



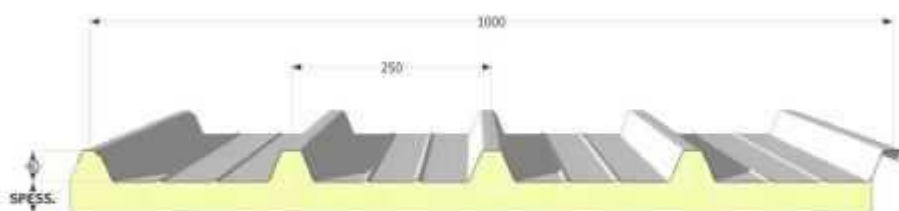
LAMIERE IN ACCIAIO MULTI-APPOGGIO					
CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO [kg/m²]	SPESSORE NOMINALE LAMIERA mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
	INTERASSI MAX cm				
80	250*	270	285	295	320
100	200*	245*	260	275	295
120	200*	225*	240*	260	280
140	185*	205*	225*	240*	265
160	175*	195*	210*	225*	255

*Valori con limitazioni di sforzo.

LAMIERE IN ALLUMINIO MULTI-APPOGGIO				
CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO [kg/m²]	SPESSORE NOMINALE LAMIERA mm			
	0,6	0,7	0,8	1,0
	INTERASSI MAX cm			
80	180*	190	200	220
100	160*	175*	190	205
120	145*	160*	185	190
140	135*	150*	160*	180
160	125*	140*	150*	170

*Valori con limitazioni di sforzo.

ISODECK



Pannello sandwich da copertura monolamiera a 5 grèche con anima isolante in schiuma poliuretanica, la superficie interna è realizzata in cartongesso bitumato. Il pannello può essere montato nella versione tradizionale (grèche rivolte verso l'esterno dell'edificio) su una superficie non a vista e su soletta continua, o nella versione rovesciata (grèche verso l'interno dell'edificio) per la realizzazione di tetti piani da impermeabilizzare in opera.

Il Progettista

Dott. Ing. Andrea Pagliazzi