

DIREZIONE OPERE PUBBLICHE

NOME DELLA PROVINCIA TORINO		NOME DEI COMUNI/ASL COMUNE DI TORINO	
LIVELLO PROGETTUALE PROGETTO ESECUTIVO			
CUP F14H14000510001	TITOLO INTERVENTO INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA NEL PALAZZO DEL GHIACCIO DI CORSO TAZZOLI SITO IN TORINO		
CODICE OPERA SCR 13L65U06A			
Tavola n. 29	TITOLO TAVOLA RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO STRUTTURE		
DATA 27 GENNAIO 2017	SCALA -	AREA PROGETTUALE STRUTTURE	
FORMATO ELABORATO A4	CODICE GENERALE ELABORATO 13L65U06A 1 0 E OS 00 CD 001 0		
NOME FILE 29_13L65U06A_1_0_E_OS_00_CD_001_0.pdf			
VERSIONE	DATA	DESCRIZIONE	
0	27 GENNAIO 2017	Prima redazione	
<p>RTP PROGETTAZIONE CAPOGRUPPO: 4 U Engineering Srl</p> <p>PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA: Studio Pession Associato corso Galileo Ferraris, 60 - 10129 Torino T 011 599354 - e-mail segreteria@pession.it</p> <p>PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI: 4 U Engineering Srl corso Galileo Ferraris, 35 - 10121 Torino T 011 5611060 - e-mail info@4uengineering.com</p> <p>COORDINAMENTO: Studio Pession Associato</p> <p>PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI: 4 U Engineering Srl corso Galileo Ferraris, 35 - 10121 Torino T 011 5611060 - e-mail info@4uengineering.com</p> <p>PROGETTAZIONE STRUTTURALE E SICUREZZA: ing. Fabio Manzone via Fratelli Carle, 57 - 10129 Torino T 011 5611060 - e-mail manzone.studio@gmail.com</p>			
ORGANISMO DI CONTROLLO BTP Italia S.r.l.		S.C.R. PIEMONTE S.p.A. Responsabile del Procedimento: arch. Sergio Manto	

INDICE

1.	PREFAZIONE.....	3
2.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ALLO STATO DI FATTO	4
2.1	PISTA 1.....	4
2.2	PISTA 2.....	4
3.	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE STRUTTURALI	5
3.1	PISTA 1.....	5
3.2	PISTA 2.....	5
4.	INQUADRAMENTO NORMATIVO E CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO.....	6
4.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
4.2.1	<i>Pista 1</i>	<i>6</i>
4.2.2	<i>Pista 2</i>	<i>7</i>
5.	ANALISI DEI MATERIALI.....	8
5.1	MATERIALI ESISTENTI	8
5.1.1	<i>Acciaio laminato</i>	<i>8</i>
5.1.2	<i>Strutture lignee</i>	<i>8</i>
5.2	NUOVI MATERIALI	8
5.2.1	<i>Staffe supporto terminali impiantistici</i>	<i>8</i>
5.2.2	<i>Ancoraggio linee vita</i>	<i>8</i>
6.	ANALISI DEI CARICHI – PISTA 1.....	9
6.1	STATO DI FATTO	9
6.1.1	<i>Pesi Propri Strutturali.....</i>	<i>9</i>
6.1.2	<i>Carichi Permanenti non strutturali.....</i>	<i>9</i>
6.1.3	<i>Azione della Neve.....</i>	<i>9</i>
6.2	PROGETTO – IN VARIAZIONE.....	10
6.2.2	<i>Carichi variabili accidentali</i>	<i>12</i>
6.2.3	<i>Azione della Neve.....</i>	<i>12</i>
7.	ANALISI DEI CARICHI – PISTA 2.....	12
7.1	STATO DI FATTO.....	12
7.1.1	<i>Pesi Propri Strutturali.....</i>	<i>12</i>
7.1.2	<i>Carichi Permanenti non strutturali.....</i>	<i>12</i>
7.1.3	<i>Carichi variabili accidentali</i>	<i>12</i>
7.1.4	<i>Azione della Neve.....</i>	<i>13</i>
7.2	PROGETTO.....	13
7.2.1	<i>Nuovo impianto luci scena.....</i>	<i>13</i>
8.	CONSIDERAZIONI GENERALI SUI CARICHI AGENTI.....	14
8.1	PISTA 1.....	14
8.1.1	<i>Considerazioni di carattere generale</i>	<i>14</i>
8.1.2	<i>Verifiche strutture esistenti.....</i>	<i>15</i>

8.2	PISTA 2.....	19
9.	VERIFICA ANCORAGGI LUCI SCENA E IMPIANTI AUDIO	20
9.1	PISTA 1.....	20
9.1.1	Verifica IPE 160	20
9.1.2	Verifica unione bullonata IPE 160-piatto 200x1320mm	20
9.1.3	Verifica piatto 200x1320mm	21
9.1.4	Verifica unione bullonata acciaio-legno.....	21
9.2	PISTA 2.....	21
9.2.1	Verifica piatto 900x250 mm.....	21
9.2.2	Verifica unione bullonata M12.....	22
10.	VERIFICA ANCORAGGI LINEA VITA COPERTURA PISTA 1	23
10.1.1	Verifica ancoraggio su setto in c.a.	26
10.1.2	Verifica ancoraggio su trave in LL 20x46cm.....	29
10.1.3	Verifica trave in LL 20x46cm esistente	33

1. PRAFAZIONE

Il presente documento riporta la valutazione della fattibilità strutturale e le verifiche di sicurezza relative all'installazione di nuovi impianti tecnologici sulla copertura delle due piste ghiaccio, in seguito denominate pista 1 e 2, del palazzetto del ghiaccio "PalaTazzoli" di Torino.

Nella fattispecie trattasi delle seguenti opere:

- Pista 1:
 - installazione di un nuovo impianto fotovoltaico su estradosso della copertura della pista, realizzata in travi reticolari in legno lamellare (cap. 8);
 - installazione nuove linee vita su estradosso copertura (cap. 10);
 - installazione di nuovi impianti audio e luci scena su intradosso della copertura, all'interno del palazzetto (cap. 9);
- Pista 2:
 - Installazione di un nuovo impianto luci scena.

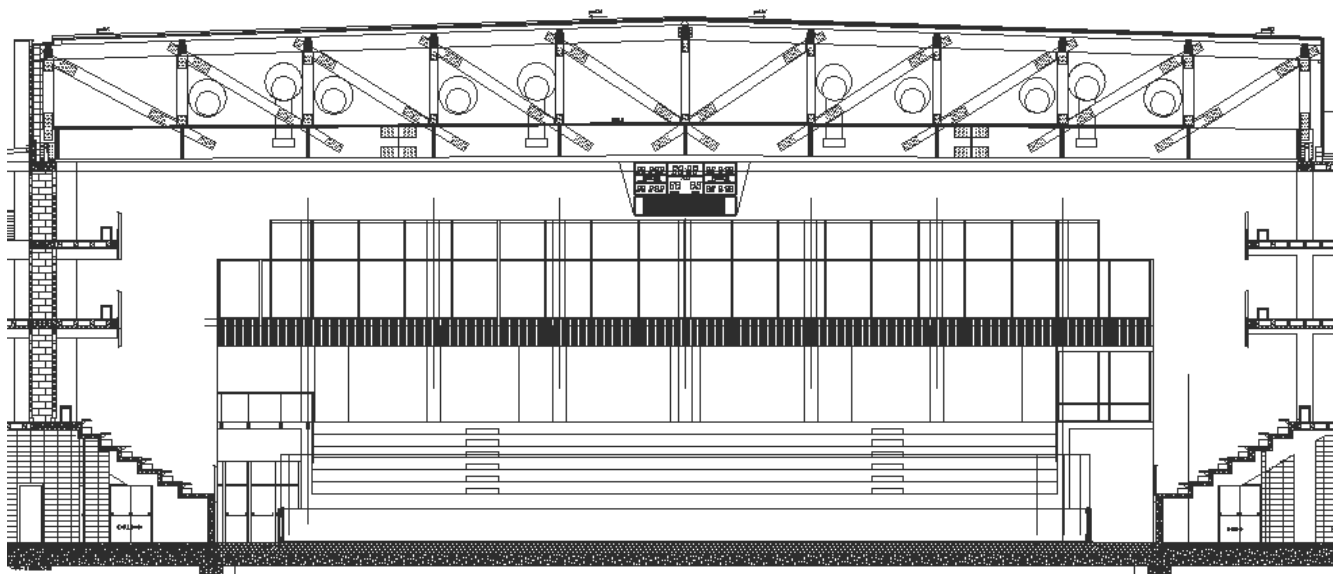
Allegata alla presente relazione (**Addendum 01**) si riportano le verifiche strutturali e di sicurezza delle opere di rinforzo strutturale in FRP previste nelle strutture esistenti interessate dalla realizzazione delle 2 nuove piste curling (piano primo, lato corto palazzetto verso via Arborea).

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ALLO STATO DI FATTO

2.1 Pista 1

La copertura della pista 1 è realizzata con un sistema di travi reticolari (h ca. 450cm) in legno lamellare appoggiate su sottostruttura in c.a. Le travi reticolari hanno luce variabile compresa tra 47,35 m e 48,15 m e sono disposte parallelamente ad interasse costante di 7,84 m.

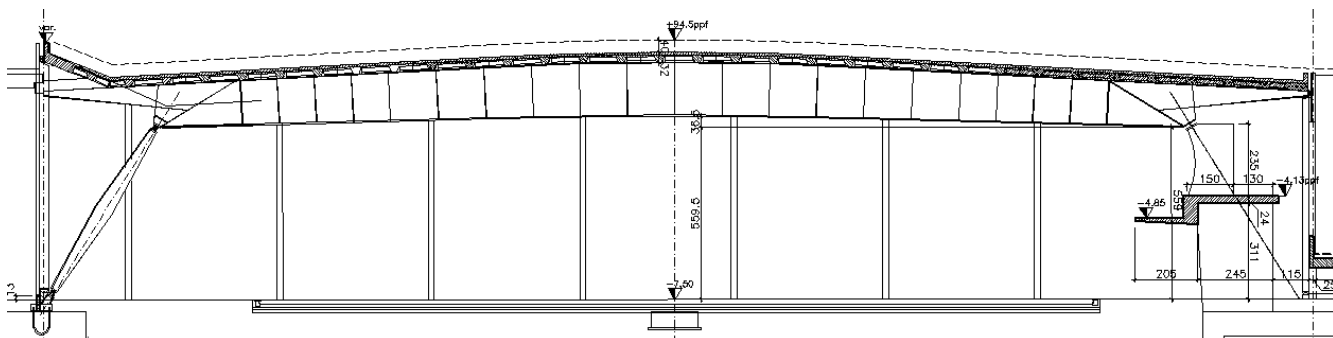
Le briglie superiori ed inferiori delle diverse travi sono collegate tra di loro rispettivamente tramite arcarecci e cassettoni, sempre il legno lamellare, che non hanno tuttavia funzione di ripartizione del carico tra le travi.



Sezione significativa trasversale Pista 1

2.2 Pista 2

La copertura della pista 2 è realizzata con sistema strutturale misto acciaio-clt. Le travi principali (h ca. 170cm) poggiano da un lato su pilastri in acciaio inclinati, mentre dall'altro su basamenti in c.a. Le travi sostengono un solaio in lastre predalles.



Sezione significativa trasversale Pista 2

3. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE STRUTTURALI

3.1 Pista 1

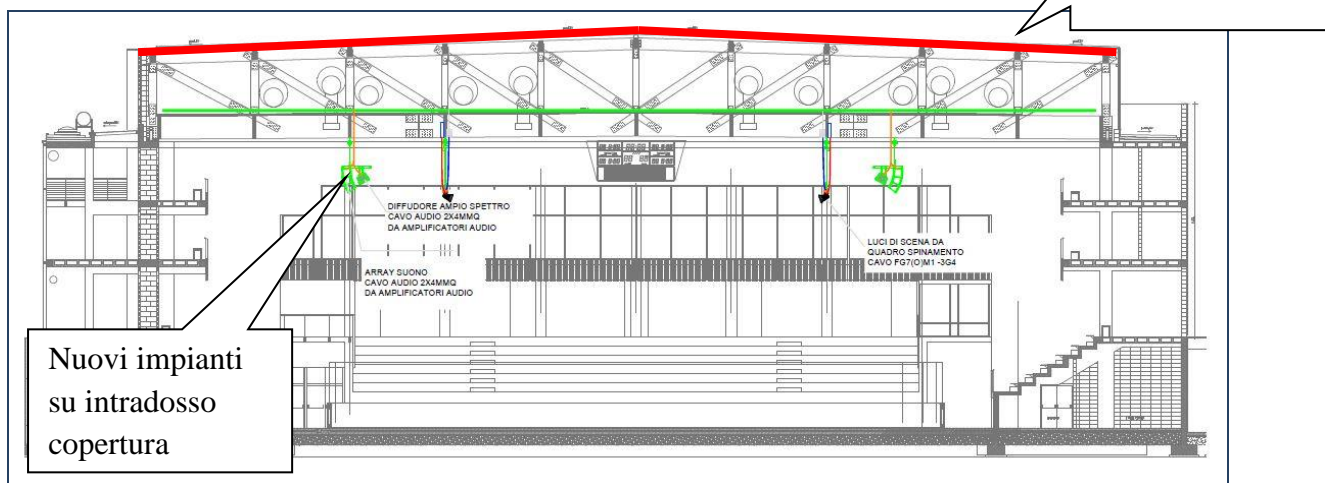


Fig. 1 – Sezione trasversale.

3.2 Pista 2

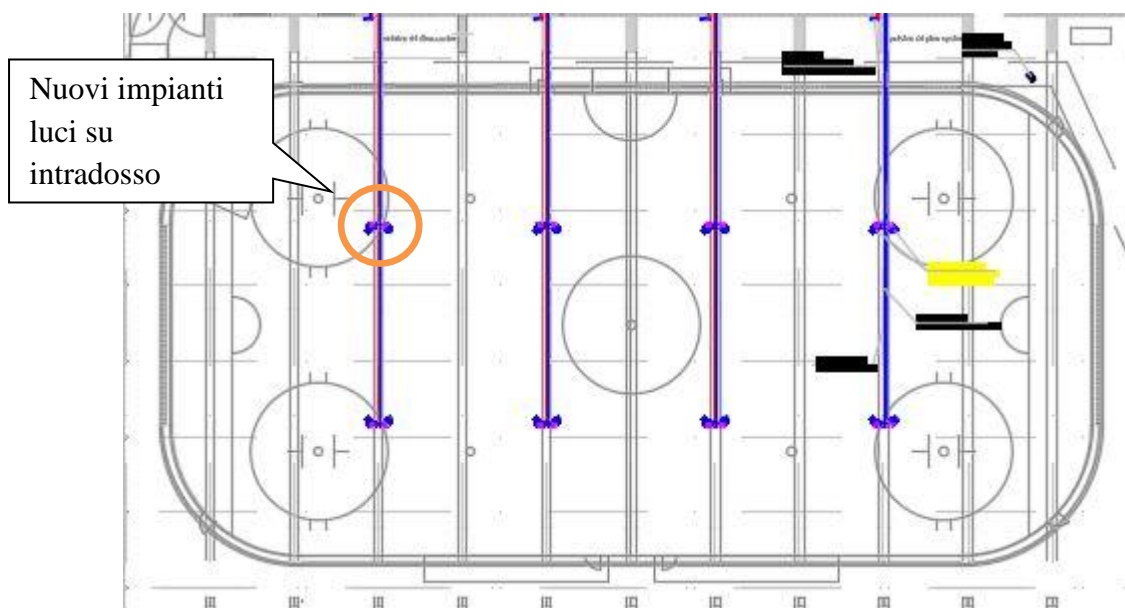


Fig. 2 – Pianta copertura con nuovi impianti luci scena (blu).

4. INQUADRAMENTO NORMATIVO E CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento viene progettato in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14.01.2008 e s.m.i.

Il comune di Torino è classificato in **zona sismica 4** ai sensi della classificazione emanata dalla Giunta Regionale (Deliberazione della Giunta Regionale 12 dicembre 2011, n. 4-3084).

4.1 Normativa di riferimento

- **D.M. 14 gennaio 2008** - *Approvazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni*;
- **D.M. 6 maggio 2008** - *Integrazione al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni*.
- **Circolare 2 febbraio 2009** *Circolare contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008*
- **Eurocodice 3** - *Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*
- **UNI EN 1090-1** *Esecuzione di strutture in acciaio e alluminio – Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali*
- **UNI EN 1090-2** *Esecuzione di strutture in acciaio e alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio*
- **UNI CEN/TS 16415:2013** *Dispositivi individuali per la protezione contro le cadute - Dispositivi di ancoraggio - Raccomandazioni per dispositivi di ancoraggio per l'uso da parte di più persone contemporaneamente.*
- **UNI EN 765:2012** *Dispositivi individuali per la protezione contro le cadute - Dispositivi di ancoraggio.*
- **UNI EN 516** *Accessori prefabbricati per coperture - Installazioni per l'accesso al tetto - Passerelle, piani di camminamento e scalini posapiede.*
- **UNI EN 517** *Accessori prefabbricati per coperture - Ganci di sicurezza da tetto.*
- **D.G.R. 23.05.2016 N°6/R** *Regolamento regionale recante: "Norme in materia di sicurezza per l'esecuzione dei lavori in copertura (Articolo 15, legge regionale 14 luglio 2009 n. 20). Abrogazione del regolamento regionale 16 maggio 2016 n. 5/R".*

4.2 Documenti di riferimento

Le considerazioni riportate nel presente documento sono basate sulle informazioni presenti negli elaborati, grafici e descrittivi del Progetto Esecutivo del Palazzo del ghiaccio di corso Tazzoli (pista 1) e della Pista di allenamento Hockey coperta (pista 2).

Si riportano i codici relativi agli elaborati consultati.

4.2.1 Pista 1

- Elaborati grafici architettonici
 - U06"-1E38AR057 1 – Tipologia solai, (*in particolare stratigrafia P15 – Copertura*)

tetto su travi lamellare). In sede di Progettazione Esecutiva si provvederà ad effettuare un rilievo/sondaggio del manto di copertura esistente per confermare la stratigrafia attuale.

- Elaborati grafici strutturali
 - U06”-“1E38ST015 1 Pianta copertura 1:100
 - U06”-“1E38ST022 1 Sezione trave reticolare 1:50
- *Progetto costruttivo lastre di solaio*
 - Elaborati grafici Strutturali e Relazione di calcolo a firma dell’ing. Sergio Massa (Fornaci Calandra)
- Elaborati descrittivi strutturali
 - U06”_“1E 39 ST 004 1 Relazione di calcolo a firma del Dot. Ing. Guglielmo Concer
 - Progetto Costruttivo *_Relazione di calcolo statico per le strutture in legno lamellare* a firma del Dott. Ing. Attilio Marchetti Rossi ed approvata per costruzione dal DL Ing. Lee Lee in data 21.05.2004
 - Progetto Costruttivo *_Richiesta Approvazione Pacchetto di Copertura* da parte della ditta CIEMMECI ed approvata per costruzione dal DL Ing. Lee in data 25.06.2004.
- Elaborati grafici impianto elettrico
 - “U06 ”_“ 1E 38 EL 011 1” – Numero e disposizioni vecchi apparecchi illuminanti
- Elaborati relativi ai nuovi impianti
 - “PISTA1”

4.2.2 Pista 2

- Elaborati grafici strutturali
 - 13-HOCKEY-pianta_000
 - 40-41-42-HOCKEY-trave_acciaio
- Elaborati descrittivi strutturali
 - 1-trave principale Relazione di calcolo a firma dell’ Ing. Neirotti
- Elaborati relativi ai nuovi impianti
 - “pista2”

5. ANALISI DEI MATERIALI

5.1 Materiali esistenti

5.1.1 Acciaio laminato

- A seconda delle esigenze sono stati impiegati acciai Fe360, Fe430 e Fe510 secondo la classificazione prevista al momento del progetto.

5.1.2 Strutture lignee

- Legno lamellare di 1.categoria e legno massiccio di latifoglia, per le cui resistenze si rimanda alla Tab. 5 della normativa DIN 1052 parte 1, secondo la classificazione prevista al momento del progetto.

5.2 Nuovi materiali

5.2.1 Staffe supporto terminali impiantistici

- Acciaio per strutture in carpenteria metallica **S275 J0** zincato a caldo e verniciato

5.2.2 Ancoraggio linee vita

- Acciaio per strutture in carpenteria metallica **S275 J2** zincato a caldo e verniciato

6. ANALISI DEI CARICHI – PISTA 1

6.1 Stato di fatto

Si sono considerati i carichi presenti nella Relazione di calcolo delle opere strutturali a firma del Dot. Ing. Guglielmo Concer facente parte del progetto Esecutivo dell'opera (13.02.2003).

Nella fattispecie, questi consistono in:

- Pesi propri strutturali;
- Pesi permanenti non strutturali;
- Azione della neve;

6.1.1 Pesi Propri Strutturali

- Strutture lignee 1.0 kN/m²

6.1.2 Carichi Permanenti non strutturali

- Pannelli di copertura, appensioni impianti e grigliato ad intradosso 0.65 kN/m²

6.1.3 Azione della Neve

- Azione della neve calcolata secondo D.M. 16/01/96

4.6. CALCOLO CARICO DI NEVE

Dalla normativa si ricava:

$$q_s = q_{sk} * \eta_i$$

dove nel caso in esame (h=260 s.l.m.) si ricavano :

$$q_{sk} = 1,6 + 3*(260-200)/1000 = 1,78 \text{ KN/mq}$$

$$\eta_i = 0,8$$

da cui:

$$q_{neve} = 143 \text{ Kg/mq} = \text{ca. } 150 \text{ Kg/mq}$$

Fig. 5.1 – Estratto della relazione di calcolo del progetto esecutivo, calcolo carico di neve.

Tuttavia, se si considerano gli elaborati As-built, i carichi di progetto differiscono da quanto indicato

nel Progetto Esecutivo, secondo lo schema seguente:

Tipologia di carico	Progetto Esecutivo	Progetto Costruttivo (trave in LL)	Progetto Costruttivo (manto di copertura)
Peso permanente (manto di copertura)	65 kg/m ²	25 kg/m ²	34 kg/m ²
Peso permanente (controsoffitti e impianti appesi)		50 kg/m ²	/
Carico neve	150 kg/m ²	145 kg/m ²	160 kg/m ²

6.2 Progetto - in variazione

6.2.1.1 Nuovo impianto fotovoltaico

- Il carico derivante dall'installazione del nuovo impianto fotovoltaico è valutato in **0.132* kN/m²**, comprensivo di struttura portante:
 - *Pannello in silicio monocristallino, peso circa 16.80 kg, di cui si riporta tabella con caratteristiche estratta dalla Relazione Descrittiva Impianti elettrici

Tipo materiale	Silicio monocristallino
Potenza di picco [W]	305.0 W
Im [A]	9.52
Isc [A]	10.10
Efficienza [%]	18.60
Vm [V]	32.10
Voc [V]	40.00
Coeff. Termico Voc [%/°C]	-0.2900
Coeff. Termico Isc [%/°C]	0.040
NOCT [°C]	45.0
Vmax [V]	1 000.00
Lunghezza [mm]	1 640.00
Larghezza [mm]	1 000.00
Superficie [m ²]	1.640
Spessore [mm]	35.00
Peso [kg]	16.80
Numero celle	60

- Sottostruttura con sistema di fissaggio in alluminio, cablaggi, inverter ecc, peso circa 5

kg/pannello.

- Totale peso pannello FV + sottostruttura e cavi elettrici = 21,8kg/pannello = **13.2 kg/m²**

6.2.1.2 Nuovo impianto audio/luci scena

Il nuovo impianto audio e luci scena del palazzetto consiste in una serie di elementi che verranno appesi alle briglie delle travi reticolari di copertura. Il carico totale aggiuntivo sulla copertura è pari a:

AUDIO

- Num. 8 array suono = 260 kg/cad = 2080 kg;
- Num. 8 diffusori suono ad ampio spettro = 53 kg/cad = 424 kg;

LUCI SCENA

- Num. 4 tralicci sezione quadra (travi da 9 metri) = 60 kg/cad = 240 kg;
- Num. 8 lampade a scarica ad arco stretto = 15 kg/cad = 120 kg;
- Num. 8 lampade a LED = 19 kg/cad = 152 kg;
- Num 8 dispositivi accecatori = 7 kg/cad = 56 kg;
- Num 8 motori D8 = 32 kg/cad = 256 kg;

Il carico totale aggiuntivo relativo a questi impianti è quindi pari a 1,14 kg/m² se valutato il peso complessivo sulla superficie totale della copertura, mentre è pari a **2,44 kg/m²** se valutato sull'area di competenza della trave reticolare maggiormente caricata dall'appensione dei nuovi impianti (interasse 785cm).

I nuovi carichi agenti sono significativamente inferiori al 10% dei carichi attualmente agenti in fondazione.

I nuovi carichi dovuti agli impianti luci e audio si assume vengano assorbiti all'interno della quotaparte del carico impianti già considerata in sede di progettazione esecutivo e costruttiva

6.2.1.3 Nuovo impianto di illuminazione

Il nuovo impianto di illuminazione, composto da 104 nuove lampade da 15,5 kg, andrà a sostituire quello attualmente presente, composto da 76 lampade da 16,3 kg/cad (mod. MF024 Philips).

A lavori ultimati l'intera struttura sarà quindi soggetta ad un incremento totale di carico relativo all'impianto di illuminazione pari a 373,2 kg.

Essendo questo in appensione sui cassettoni che collegano le briglie inferiori delle travi reticolari, il peso si ripercuote su di esse in misura pari a 53,3 kg/trave.

Valutando questo valore sull'area di competenza della trave si tratta di un incremento di carico pari a **0,15 kg/m²**.

I nuovi carichi dovuti alla sostituzione dell'impianto di illuminazione si assume vengano assorbiti all'interno della quotaparte del carico impianti già considerata in sede di progettazione esecutivo e costruttiva

6.2.2 Carichi variabili accidentali

- Manutenzione copertura **0.50 kN/m²** (cat. H1, tabella 3.1.II NTC 2008)
- Alternativi alla neve -

6.2.3 Azione della Neve

- Azione della neve calcolata secondo NTC 2008 e s.m.i.

Dati del sito

- Regione Piemonte
- Provincia Torino
- Comune Torino
- Ubicazione Zona I
- Quota sito s.l.m. 250 m s.l.m.
- Topografia Normale
- Coefficiente di esposizione C_E : 1.00
- Coefficiente termico C_t : 1.00
- Valore car. di carico neve al suolo $q_{sk} = 1.55 \text{ kN/m}^2$ ($T_R=50$ anni)
- Angolo α della falda sull'orizzontale $\alpha \approx 1.8^\circ$
- Coefficiente di forma $\mu_1 = 0.80$
- **Carico neve** **$q = 1.24 \text{ kN/m}^2$**

7. ANALISI DEI CARICHI – PISTA 2**7.1 Stato di fatto****7.1.1 Pesì Propri Strutturali**

La relazione di calcolo della struttura riporta tutti i pesi in riferimento al metro lineare di area di competenza (larghezza 5,5 m) della trave principale. Per la verifica si riconducono i pesi anche al m².

- Peso proprio strutturale = 26 kN/m (peso trave principale) = 4,73 kN/m².

7.1.2 Carichi Permanenti non strutturali

- Riporto terreno = 49,5 kN/m (agente su trave principale) = 9 kN/m².

7.1.3 Carichi variabili accidentali

- Folla compatta = 33 kN/m (agente su trave principale) = 6 kN/m².

7.1.4 Azione della Neve

- Non viene considerata data l'entità del sovraccarico accidentale dovuto alla folla.

7.2 Progetto

7.2.1 Nuovo impianto luci scena

Il nuovo impianto consiste in 8 installazioni puntuali di doppie luci scena come mostrato nella pianta di seguito.

Ogni coppia di luci è composta da:

- Num. 1 apparecchio tipo globos a testa mobile = 15 kg;
- Num. 1 apparecchio tipo wash a testa mobile = 4 kg.
- Staffaggi in acciaio ≈ 60 kg

Il carico totale aggiuntivo per questi impianti è quindi pari a ca. 630 kg ed è suddiviso in 4 travi. L'incremento di carico per ogni trave è quindi di ca. 158 kg, che ricondotto all'area di competenza della stessa (203,5 m²) è pari a **0,78 kg/m²**.

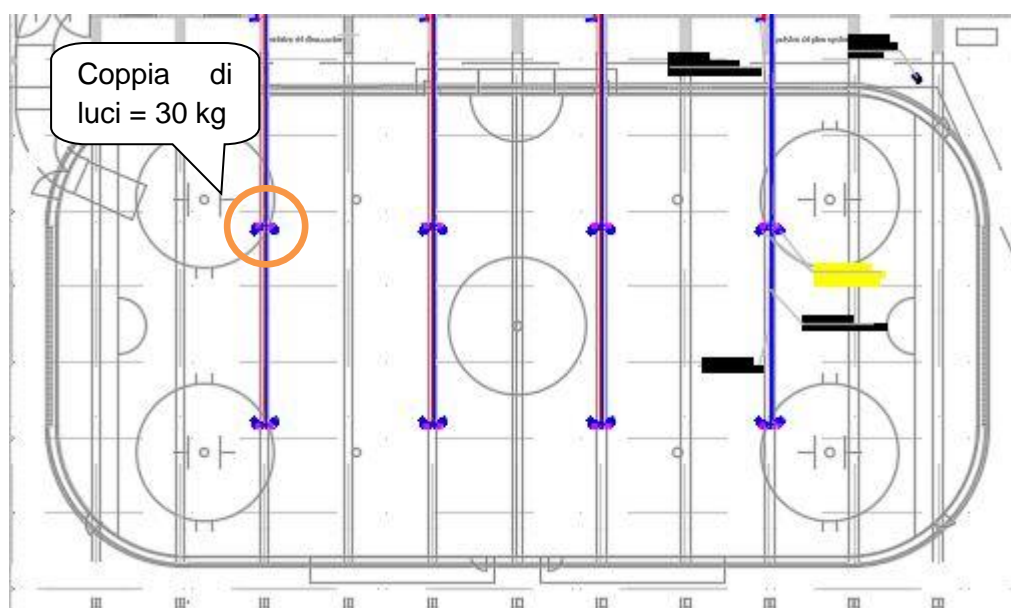


Fig. 6.1 – Pianta copertura con nuovi impianti luci scena (blu).

8. CONSIDERAZIONI GENERALI SUI CARICHI AGENTI

8.1 Pista 1

8.1.1 Considerazioni di carattere generale

Si procede ad un confronto sull'incidenza dei carichi al m^2 agenti sulla copertura della pista 1.

Il confronto è basato sui valori di incremento di carico valutati sull'area di competenza della trave più sollecitata.

L'intervento prevede, considerando la globalità delle installazioni dei nuovi impianti audio/luci scena previsti sulla singola trave reticolare, il seguente incremento dei carichi:

- Impianto audio/luci scena = $2,44 \text{ kg/m}^2$
- Impianto fotovoltaico = $13,2 \text{ kg/m}^2$
- Nuovo impianto luci = $0,15 \text{ kg/m}^2$

L'incremento globale dei carichi è quindi pari a circa **$15,8 \text{ kg/m}^2$** .

Si osserva inoltre che nella realtà costruttiva i carichi non saranno distribuiti ma concentrati su alcuni dei nodi della struttura e vista la modesta entità di questi carichi, l'influenza sulle caratteristiche di sollecitazione dei singoli elementi è trascurabile, come meglio indicato nel paragrafo seguente.

Se si considera inoltre il carico neve di **124 kg/m^2** calcolato secondo la normativa vigente (NTC '08, cfr. par. 6.2.4 del presente documento) minore di quello di progetto/As-built, si ha un "quadagno" di carico utile pari a:

- + 145 (min. carico neve di progetto considerato nei vari livelli di progettazione)
 - 124 (nuovo carico neve NTC '08)
 - 9 (peso effettivo copertura non contato nel PE e nel progetto della trave in LL)
- = **12 kg/m^2** utilizzabile per le nuove installazioni di copertura.

Si considera l'installazione dei seguenti nuovi manufatti:

- Nuova Guaina impermeabilizzante su estradosso dell'intera copertura $4,5 \text{ kg/m}^2$
- Carico utile disponibile per installazione FV $12 - 4,5 = \mathbf{7.5 \text{ kg/m}^2}$

Si prevede l'installazione di un numero totale di pannelli pari a 100 pannelli per campata tra 2 travi consecutive:

- Superficie campata $7.85 \times 48 = 376 \text{ m}^2$
- Carico utile max = $7.5 \times 376 = 2820 \text{ kg}$
- Peso 100 pannelli $21.8 \times 100 = \mathbf{2180 \text{ kg} < \text{carico utile massimo}}$

Il peso supplementare relativo ai nuovi impianti è quindi totalmente assorbito dalla riduzione del carico neve.

8.1.2 Verifiche strutture esistenti

Dal momento che i nuovi impianti audio/luci scena non agiranno sulla copertura in modo uniforme ma puntualmente, è stata effettuata una verifica della trave reticolare maggiormente sollecitata con l'effettiva disposizione dei carichi che si avranno in esercizio.

Vista la distribuzione planimetrica non uniforme degli elementi e le differenze di peso e dimensioni tra gli stessi, si riporta l'analisi della trave reticolare soggetta ai carichi maggiori.

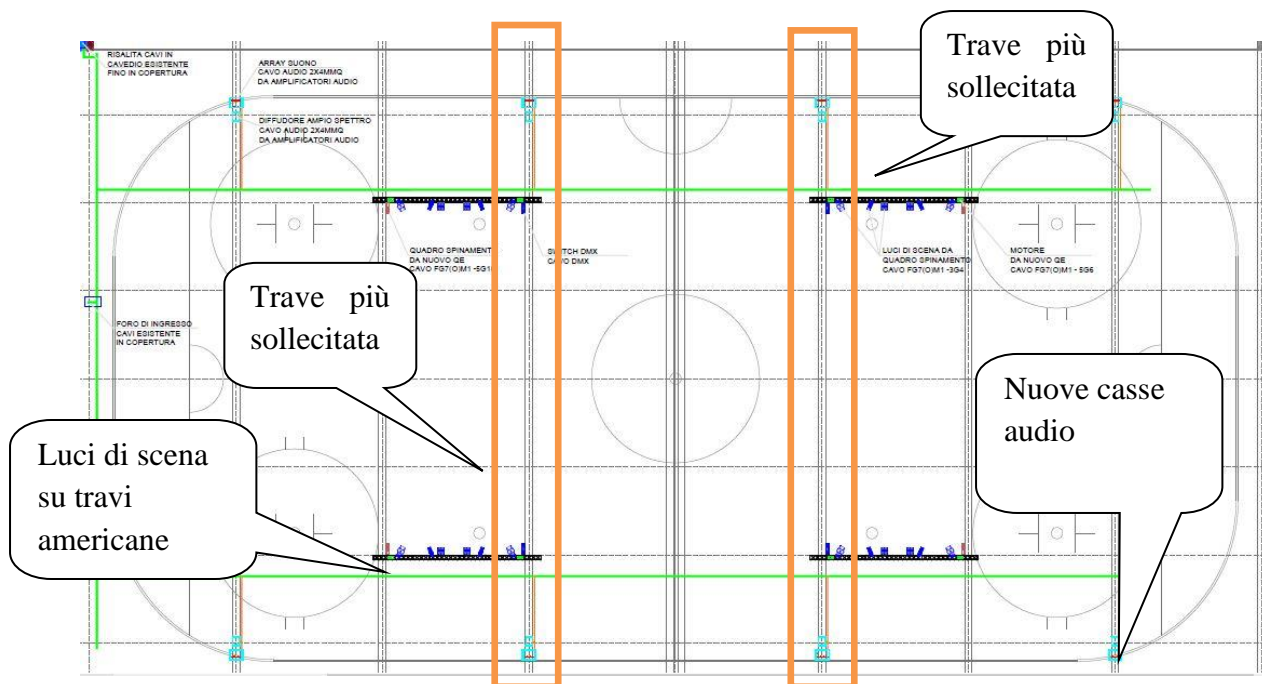


Fig. 5.3 – Pianta della copertura con nuovi impianti audio (azzurro) e luci scena (blu).

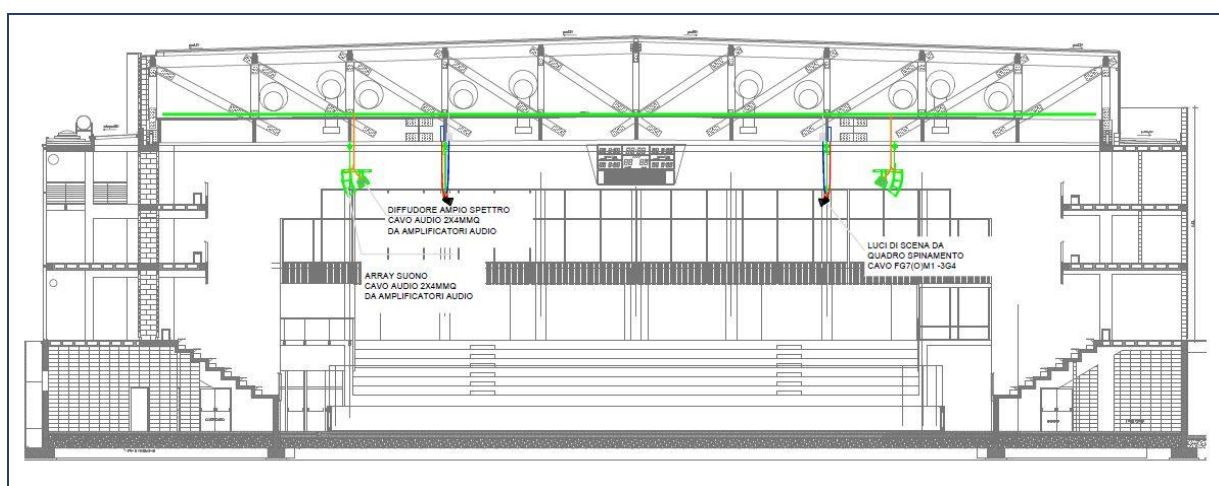


Fig. 5.4 – Sezione parallela alla trave reticolare maggiormente sollecitata.

Sulla trave reticolare sopra individuata gravano i seguenti carichi.

AUDIO

- Num. 2 array suono = 260 kg/cad;
- Num. 2 diffusori suono ad ampio spettro = 53 kg/cad;

LUCI SCENA

- Num. 2 tralicci sezione quadra (travi da 9 metri) = 20 kg/m;
- Num. 4 lampade a scarica ad arco stretto = 15 kg/cad;
- Num. 4 lampade a LED = 19 kg/cad;
- Num 4 dispositivi accecatori = 7 kg/cad;
- Num 4 motori D8 = 32 kg/cad;

Il peso dei tralicci tipo “trave americana” con i sistemi luci appesi viene considerato a metà in quanto questi scaricano equamente il peso tra due travi reticolari.

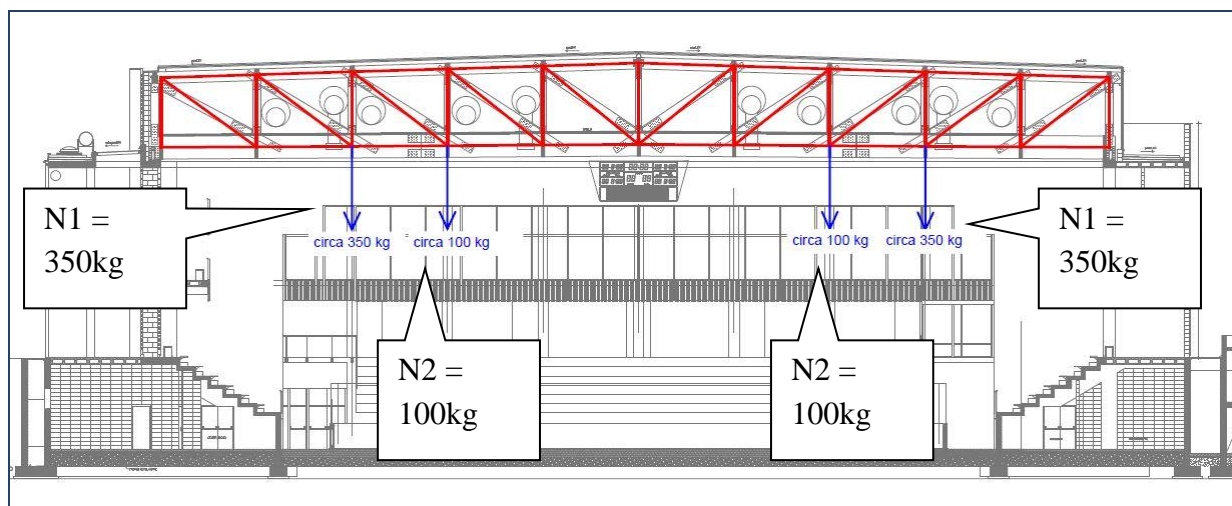


Fig. 5.5 – Sezione con individuazione carichi

8.1.2.1 Modellazione

In primo luogo è stato costruito un modello che seguisse fedelmente quello descritto nella relazione di calcolo del progetto esecutivo in modo da poter verificare le assunzioni effettuate in fase di modellazione dell'elemento. Tramite il confronto delle azioni sollecitanti si può notare che i due modelli offrono risposte molto simili.

Il codice di calcolo agli elementi finiti utilizzato per l'analisi strutturale con calcolo automatico è **WinStrand Structural Analysis & Design** della EnExSys s.r.l. con sede a Casalecchi di Reno (BO) in via Tizzano 42/6 (si faccia anche riferimento all'allegato 10.2 – *validazione software*).

Le briglie superiore ed inferiore sono state modellate come elementi trave continui, capaci di trasmettere tutte le sollecitazioni.

I montanti e i traversi sono invece stati modellati come bielle, soggetti al solo sforzo normale.

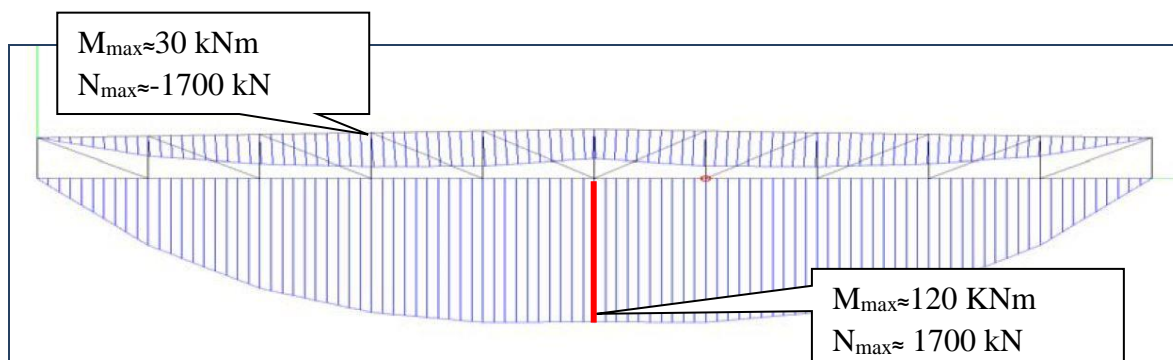


Fig 7.1 – Momento flettente PE (estratto da rel di calcolo PE)

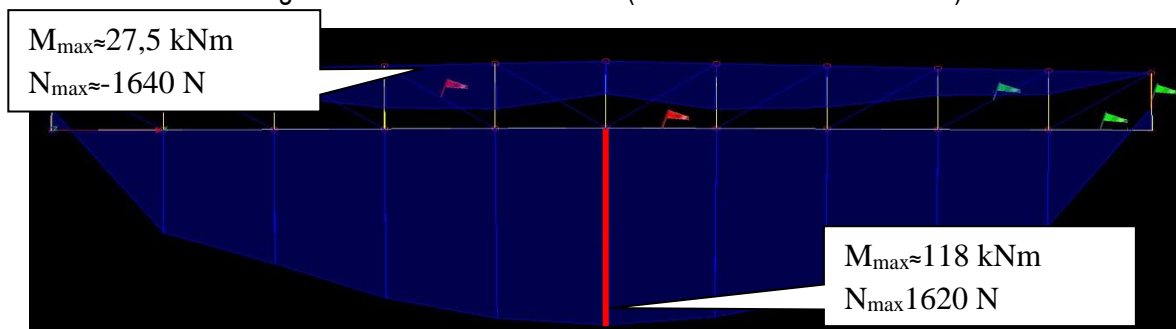


Fig 7.2 – Momento flettente nuovo modello con carichi stato di fatto

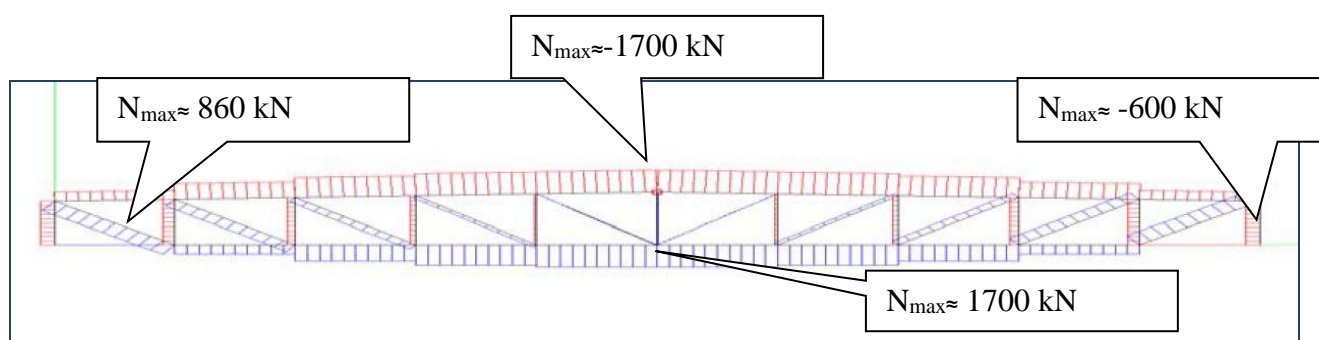


Fig 7.5 – Sforzo normale PE (estratto da rel di calcolo PE)

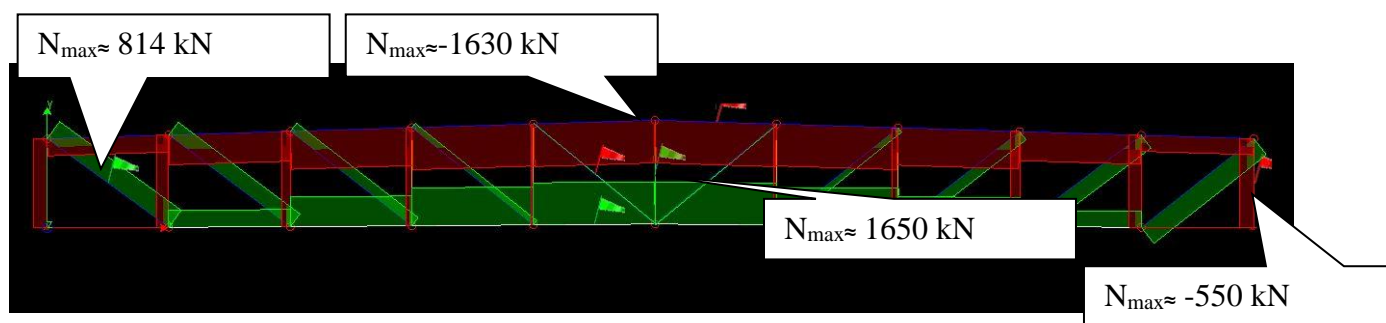


Fig 7.6 – Sforzo normale nuovo modello con carichi stato di fatto

8.1.2.2 Schema di carico

Il sistema di carico della trave deriva dalla natura dei carichi che verranno installati. I carichi che si mantengono inalterati rispetto allo stato di fatto sono stati inseriti, come fatto in sede di progettazione esecutiva, come carichi concentrati agenti sui nodi della trave reticolare. I carichi aggiuntivi invece sono stati inseriti come carico lineare distribuito sulla briglia superiore per quanto riguarda l'impianto fotovoltaico, e carichi puntuali agenti sui nodi della briglia inferiore per quanto riguarda l'impianto audio/luci scena.

Le modalità esecutive di ancoraggio dovranno rispettare questa prescrizione.

Per quanto riguarda l'installazione del fotovoltaico su estradosso di copertura, qualora la stratigrafia attuale non garantisca più la portata prevista da PE, si prevede l'installazione di traverse di distribuzione dei carichi che riportino i pesi sulle travi principali poste ad interasse di 7.80 m.

Di seguito il confronto tra stato di fatto e progetto e le relative azioni sollecitanti massime (valori non fattorizzati SLU).

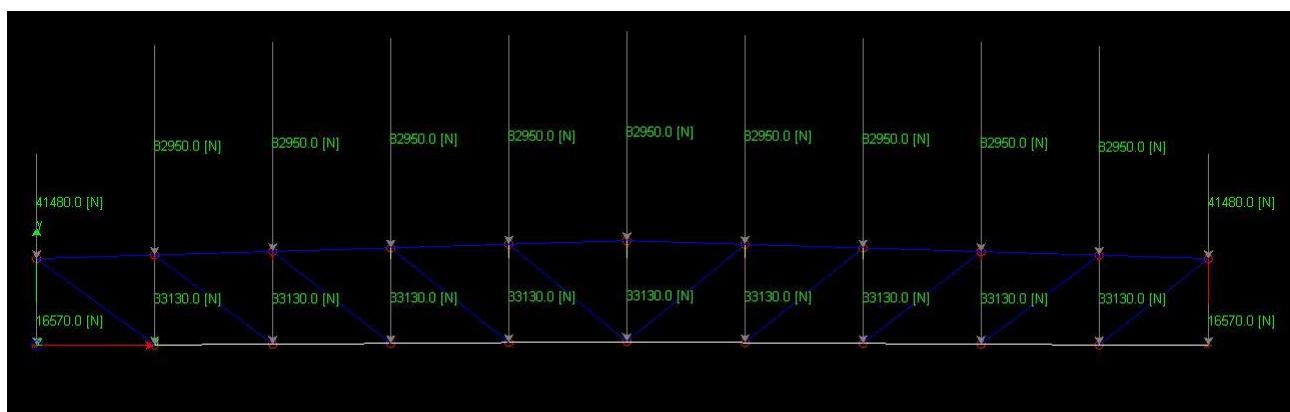


Fig. 7.7 – Schema di carico stato di fatto

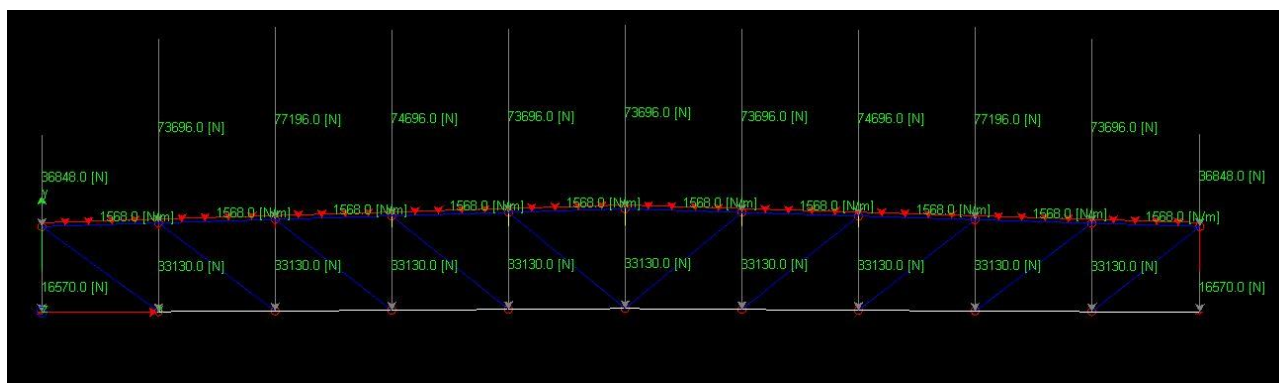


Fig. 7.8 – Schema di carico di progetto

Sollecitazioni MAX		Stato di fatto	Progetto
Corrente superiore	Sforzo Normale [N]	1644570	1629990

	Momento flettente [Nm]	27390	27450
Corrente inferiore	Sforzo Normale [N]	-1622900	-1608870
	Momento flettente [Nm]	118520	117110
Puntone	Sforzo Normale [N]	551390	546100
Diagonale	Sforzo Normale [N]	-814760	-809810
Freccia (mezzeria)	[cm]	8,79	8,71

Come si evince dai valori sopra riportati, la struttura risulta sempre verificata e le sollecitazioni di progetto sono inferiori o sostanzialmente coincidono con quelle dello stato di fatto dal momento che la riduzione del carico neve è superiore all'aumento dei carichi relativo all'installazione dei impianti.

8.2 Pista 2

Per quanto riguarda la pista 2, riportando i carichi aggiuntivi sull'area di competenza di una trave si ottiene un incremento di carico pari a **0,077 kN/m²**, che risulta essere trascurabile rispetto ai carichi agenti sulla trave principale (peso permanente del riporto terreno pari a 49,5 kN/m).

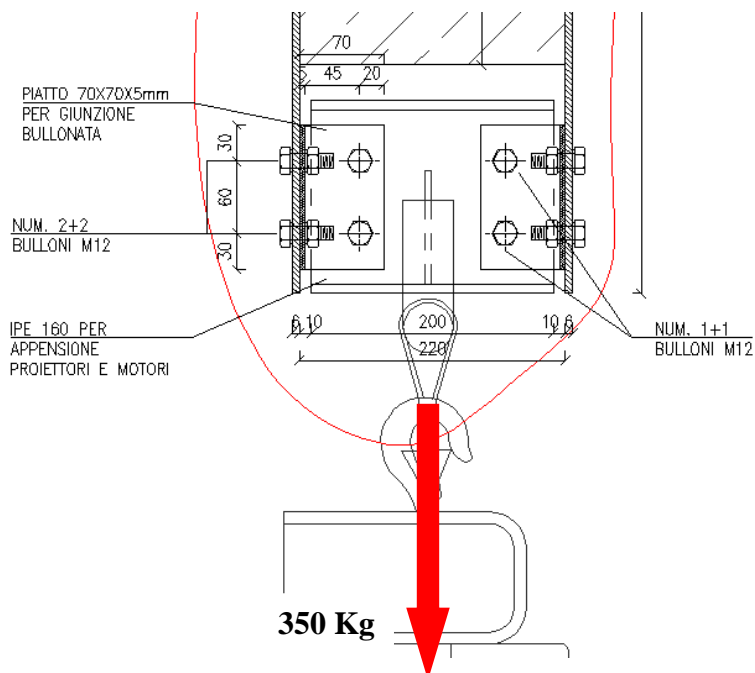
In entrambi i casi, i carichi aggiunti provocano un incremento delle azioni in fondazione **inferiore al 10%.**

9. VERIFICA ANCORAGGI LUCI SCENA E IMPIANTI AUDIO

9.1 Pista 1

9.1.1 Verifica IPE 160

La trave in oggetto è soggetta ad un carico concentrato in mezzzeria pari a $F_{\max}=3.5$ kN. La luce tra i due appoggi (piastre ancorate alle strutture in legno) è pari a 220mm



$$M_{ed} = 3.5 \cdot 1.5 \cdot (.2) / 4 = .26 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = 235 \cdot 109000 / 1.05 = 24 \text{ kNm} > M_{ed}$$

(si considera a favore di sicurezza acciaio S235)

VERIFICATO

$$T_{ed} = 3.5 \cdot 1.5 / 2 = 2.7 \text{ kN}$$

$$T_{rd} = 1.04 \cdot 160 \cdot 5 \cdot 235 / (\sqrt{3}) \cdot 1.05 = 107 \text{ kN} > T_{ed}$$

(si considera a favore di sicurezza acciaio S235)

VERIFICATO

9.1.2 Verifica unione bullonata IPE 160-piatto 200x1320mm

Su singolo bullone agisce la seguente forza di taglio

$$T_{ed} = 2.7 / 4 = 0.8 \text{ kN}$$

VERIFICA (D.M. 2008 punto 4.2.8.1)					
Classe acciaio	EN10219 - S235 H	Classe bulloni	8.8	Scelta ϕ dei bulloni	12
Spessori collegati		Distanze [mm]			
$t_1 =$	5 [mm]	$e_1 =$	30	$p_1 =$	60
$t_2 =$	5 [mm]	$e_2 =$	20	$p_2 =$	60
Unione normale			Unione resistente allo scorrimento allo SLU		
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	1000.00 < 32371.20	Verificato	$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	1000.00 < 15449.89	Verificato
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1000.00 < 39000.00	Verificato	$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1000.00 < 39000.00	Verificato
Unione resistente allo scorrimento allo SLE			$V < N_{res,Rd}$	4000.00 < 71440.00	Verificato
$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	1000.00 < 17556.69	Verificato	La verifica di un modello di resistenza si considera soddisfatta se tutte le verifiche indicate per tale modello sono soddisfatte		
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	1000.00 < 32371.20	Verificato			
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1000.00 < 39000.00	Verificato			

(si considera a favore di sicurezza acciaio S235)

9.1.3 Verifica piatto 200x1320mm

Si considera il piatto soggetto a una forza di trazione pari a

$$N_{ed} \approx 3 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = (1200-156) \cdot 235 / 1.05 = 230 \text{ kN} > N_{ed}$$

VERIFICATO

(si considera a favore di sicurezza acciaio S235)

9.1.4 Verifica unione bullonata acciaio-legno

Si considera a favore di sicurezza la presenza di num. 6 viti $\phi 4 \times 60 \text{ mm}$

Resistenza caratteristica a taglio per ogni mezzo di unione

$F_{v,Rk} =$	1.73	kN	EN 1995-1-1:2009
--------------	------	----	------------------

Coefficienti e parametri di calcolo

$k_{mod} =$	1	(NTC 2008: $\gamma_{M,connessione} = 1.5$)
$\gamma_{M,connessione} =$	1.5	

Resistenza di progetto a taglio per ogni mezzo di unione

$F_{v,Rd} =$	1.16	kN
--------------	------	----

$$F_{v,Rd} > F_{ed} = 0.3 \text{ kN}$$

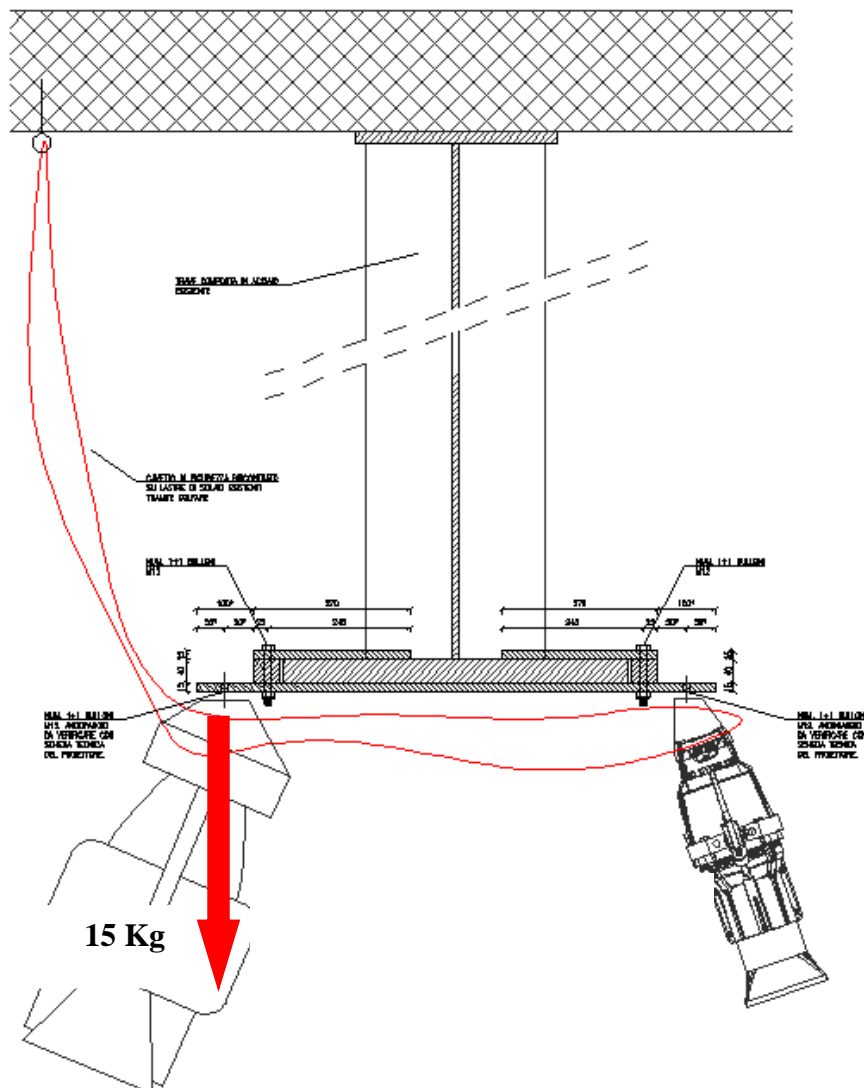
VERIFICATO

9.2 Pista 2

9.2.1 Verifica piatto 900x250 mm

Si considera il piatto soggetto di intradosso soggetto a una forza concentrata nell'estremo libero della sezione pari a:

$$F_{ed} = (15 \cdot 1.5) = 23 \text{ kg}$$



$$M_{ed} = 0.15 \cdot 1.5 \cdot (.08) \approx 0.02 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = 235 \cdot 9375 / 1.05 = 2.09 \text{ kNm} > M_{ed}$$

(si considera a favore di sicurezza acciaio S235)

VERIFICATO

9.2.2 Verifica unione bullonata M12

Su singolo bullone agisce la seguente forza di taglio

$$T_{ed} = 23/2 = 0.12 \text{ kN}$$

$$T_{r,Rd} = 0.9 \cdot 800 \cdot 84 / 1.25 \approx 48 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot 22 \cdot 15 \cdot 360 \approx 223 \text{ kN}$$

$$\text{Min} (T_{r,Rd}, B_{p,Rd}) > T_{ed}$$

(si considera a favore di sicurezza acciaio S235)

VERIFICATO

10. VERIFICA ANCORAGGI LINEA VITA COPERTURA PISTA 1

Si riportano nel seguito le verifiche degli ancoraggi della nuova linea vita (nel seguito denominata anche LV) che andrà a installarsi su estradosso della copertura Pista 1.

La nuova LV si ancorerà in 8 punti alle strutture esistenti di copertura costituite da setti in c.a. (num. 3 ancoraggi) e travi in legno lamellare (arcarecci 20x46cm) presenti in corrispondenza del colmo di copertura (num. 5 ancoraggi).

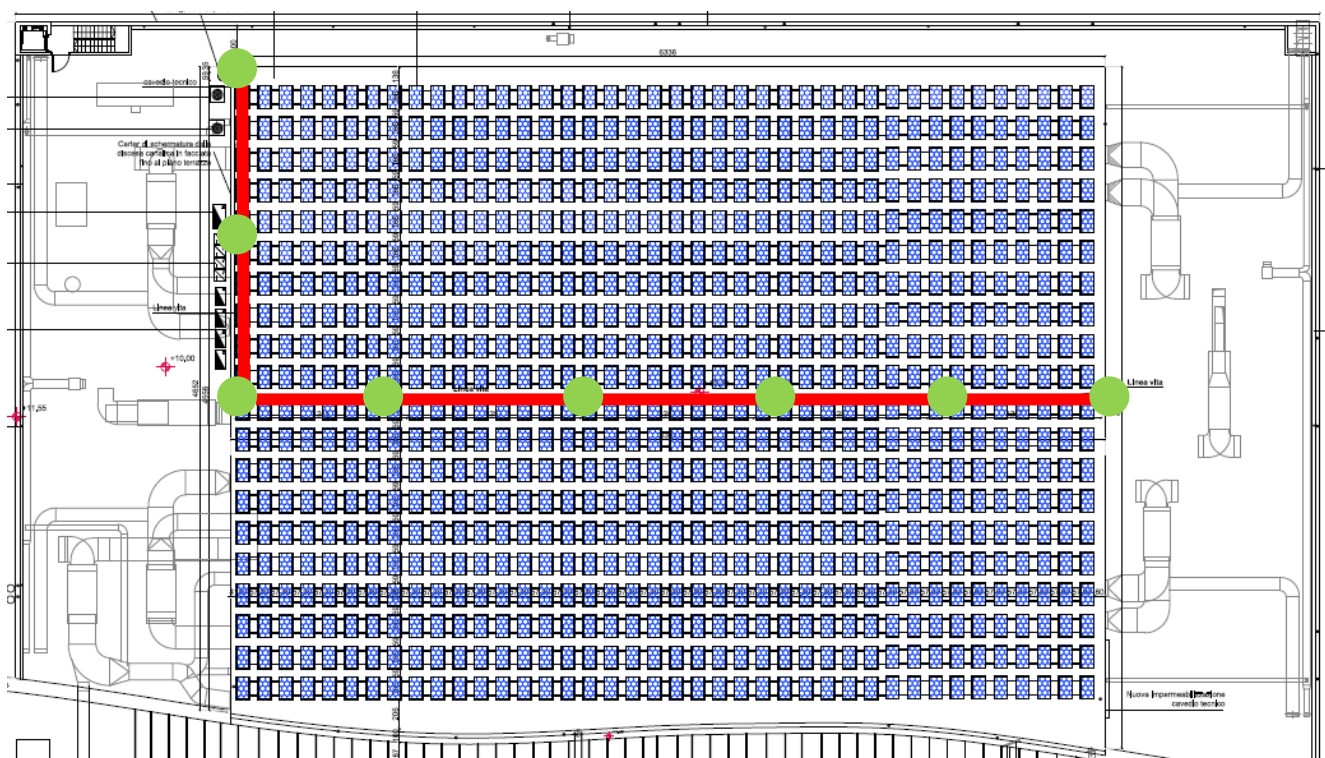


Figura 1. Copertura pista. Individuazione linea vita (linea rossa) e relativi ancoraggi (pallini verdi).

La linea vita presenta sviluppo orizzontale e sarà costituita da un manufatto tipo Somain sistema Libera C.

La linea vita dovrà essere montata da personale competente ed addestrato, che rilascerà certificato di corretta posa e regolare esecuzione a firma di professionista abilitato. Al termine dei lavori dovrà essere predisposto a cura dell'installatore il documento **etc** secondo d.g.r. 23.05.016 n°6/r. Il sistema dovrà essere garantito per 10 anni (con l'obbligo di manutenzione annuale), e testato, secondo norma UNI EN 795:2012, con prove di carico sia statiche sia dinamiche da Ente terzo notificato che accerti che gli elementi utilizzati di volta in volta saranno conformi a quelli testati. Tutti i prodotti dovranno essere marcati CE.

Il nuovo manufatto dovrà esser conforme alla normativa UNI 11578: 2015, UNI 795:2012 e UNI

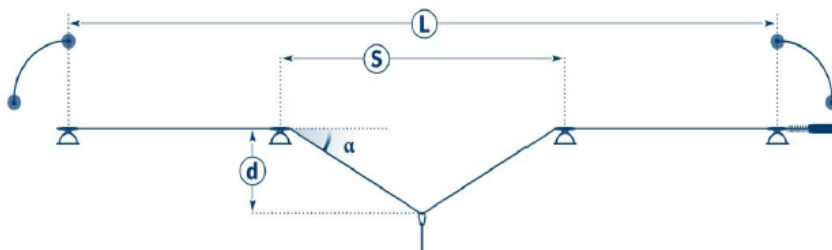
CEN/TS 16415:2013, UNI 516, UNI 517 e D.G.R. 23.05.2016 N°6/R.

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti alla base del palo di ancoraggio considerando un'altezza dello stesso pari a 50cm.

- Massima sollecitazione in asse cavo (tratto corto della LV)

PARAMETRI		VALORI	
Tipo	LineaLibera		
L	Lunghezza della linea	24.00	m
S	Distanza intermedi	12.00	m
	Numero intermedi	1	
	Numero utilizzatori	2	pers
	Tipo assorbitore	AP10	
d	Freccia	176	cm
α	Angolo di deflessione del cavo	16.37 °	

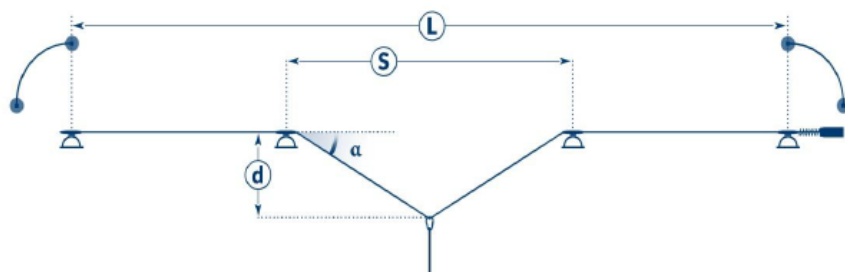
Reazione agli ancoraggi	Terminali [N]	Intermedi [N]
In asse al cavo deformato	9821	
Perpendicolare al cavo indeformato*	7000	7000



- Massima sollecitazione in asse cavo (tratto corto della LV)

PARAMETRI		VALORI	
Tipo	LineaLibera		
L	Lunghezza della linea	58.00	m
S	Distanza intermedi	12.00	m
	Numero intermedi	4	
	Numero utilizzatori	2	pers
	Tipo assorbitore	AP10	
d	Freccia	189	cm
α	Angolo di deflessione del cavo	17.46 °	

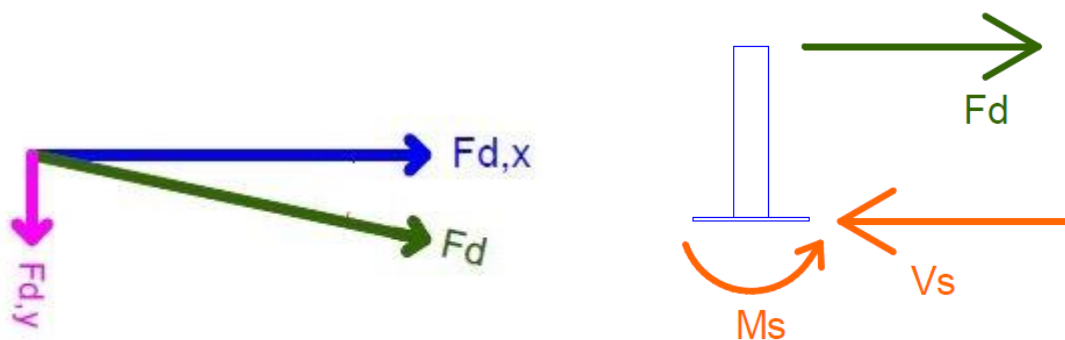
Reazione agli ancoraggi	Terminali [N]	Intermedi [N]
In asse al cavo deformato	9278	
Perpendicolare al cavo indeformato*	7000	7000



Si considera la massima forza agente in asse cavo pari a ca. 10 kN.

(in caso di variazioni della forza agente di progetto occorrerà riverificare gli ancoraggi e le strutture esistenti).

- $F_d = 10 \cdot 2 = 20 \text{ kN}$
- $F_{d,x} = 20 \cdot \cos(16.37^\circ) = 19.2 \text{ kN}$
- $F_{d,y} = 20 \cdot \sin(16.37^\circ) = 5.7 \text{ kN}$
- $M_{d,y} = 19.2 \cdot 0.50 = 10 \text{ kNm}$
- $M_{d,x} = 5.7 \cdot 0.50 = 2.9 \text{ kNm}$

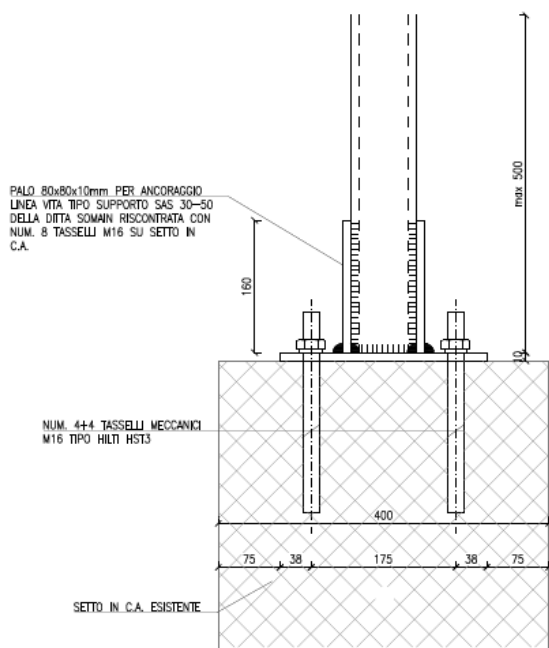


10.1.1 Verifica ancoraggio su setto in c.a.

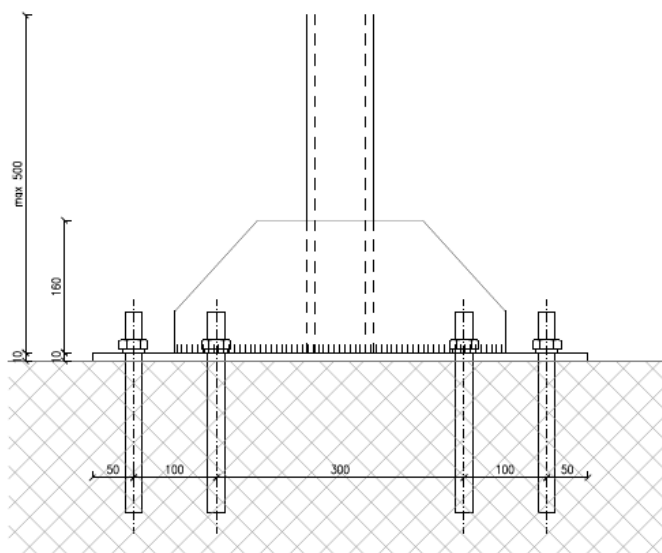
Si riporta di seguito la verifica dell'ancoraggio tipo 1: palo linea su setto in c.a. gettato in opera.

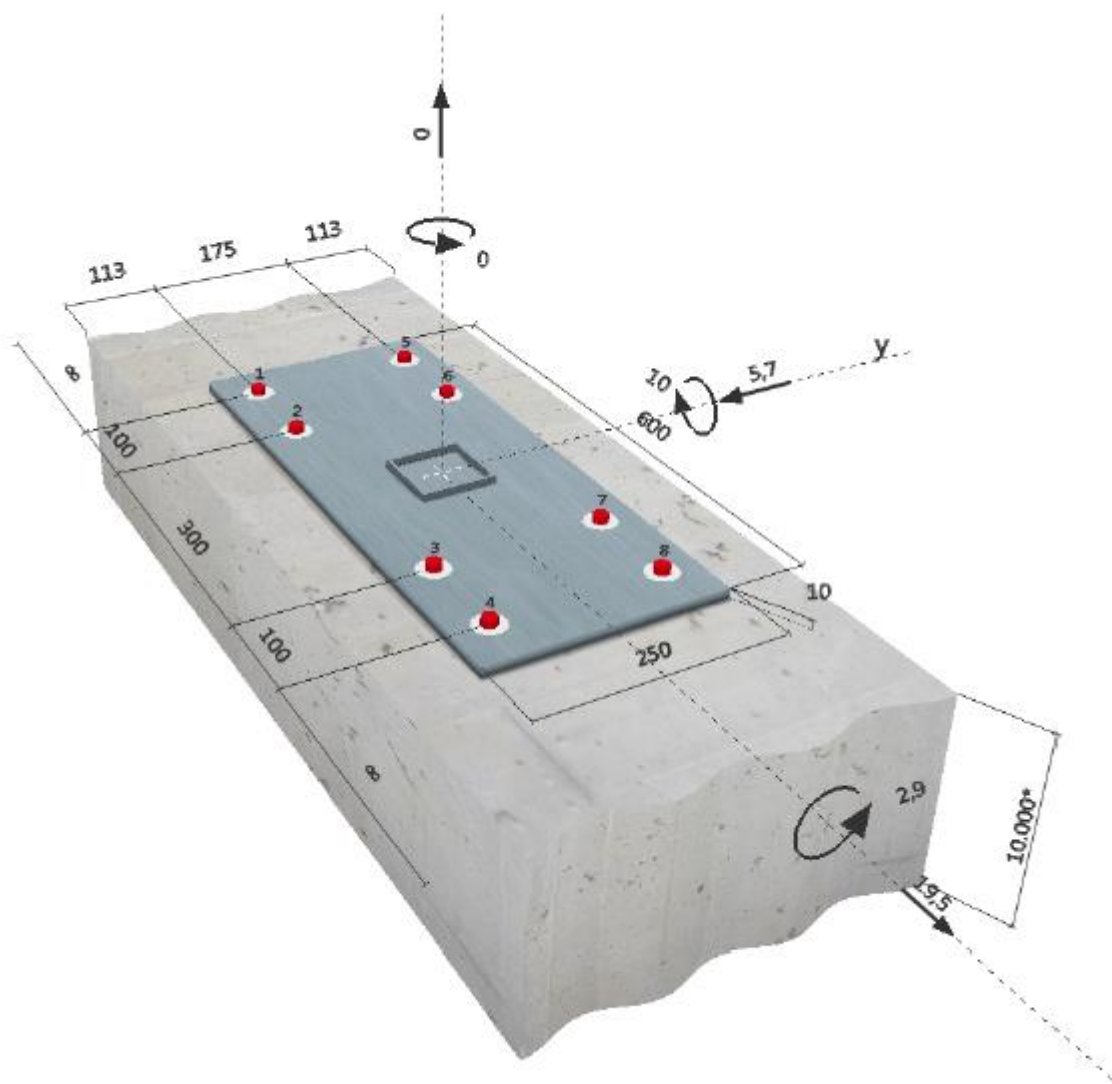
Si considera la presenza di num. 4+4 tasselli meccanici tipo M16 tipo Hilti Hst3 adatti per cls fessurato.

SEZIONE TRASVERSALE



VISTA LATERALE





2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

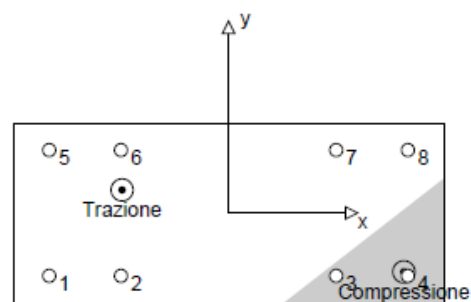
Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	4,651	2,540	2,438	-0,713
2	3,414	2,540	2,438	-0,713
3	0,000	2,540	2,438	-0,713
4	0,000	2,540	2,438	-0,713
5	7,442	2,540	2,438	-0,713
6	6,204	2,540	2,438	-0,713
7	2,492	2,540	2,438	-0,713
8	1,255	2,540	2,438	-0,713

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,13 [‰]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 3,98 [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-148/32): 25,458 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(244/-82): 25,458 [kN]



3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	7,442	54,286	14	OK
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	25,458	43,951	58	OK
Fessurazione**	25,458	65,927	39	OK

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

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
76,000	1,400	54,286	7,442

3.2 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
227200	65025	128	255		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
82	0,647	3	0,978	0,965	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
7,200	30,904	1,500	43,951	25,458	

3.3 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
227200	65025	128	255	1,500		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
82	0,647	3	0,978	0,965	1,000	7,200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
30,904	1,500	65,927	25,458			

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	2,540	44,240	6	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	20,316	296,018	7	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-**	11,294	51,669	22	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
55,300	1,250	44,240	2,540

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{gr,N}$ [mm]	$s_{gr,N}$ [mm]	k-factor	
284000	65025	128	255	3,410	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,965	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
30.904	1.500	296.018	20.316		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
85	16,0	1,700	0,087	0,068	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
113	141328	56953			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,000	1,635	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
19,100	1,500	51,669	11,294		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,579	0,219	1,500	55	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1$$

10.1.2 Verifica ancoraggio su trave in LL 20x46cm

Si considera l'ancoraggio sugli arcarecci superiori di copertura che collegano le travi reticolari principali.

L'arcareccio presenta sezione rettangolare di dimensioni pari a 200x460mm. L'ancoraggio è costituito da una doppia piastra sp. 8mm bullonata alle pareti laterali dell'arcareccio (num. 24+24 viti da legno) e riscontrata da contropiastra presente ad intradosso dell'arcareccio bullonata alle piastre laterali (num. 3+3 bulloni M12).

	Ø8,0		tipologia connettore scelto
$\varnothing_{\text{ nominale}} =$	8.00	mm	diametro esterno del filetto
$\varnothing_{\text{ nocciolo}} =$	5.40	mm	diametro del nocciolo (diametro interno del filetto)
$\varnothing_{\text{ gambo}} =$	5.80	mm	diametro del gambo
$\varnothing_{\text{ testa}} =$	14.50	mm	diametro della testa
$\varnothing_{\text{ calcolo}} =$	5.94	mm	diametro di calcolo (\varnothing_{ef})
$L =$	100.0	mm	lunghezza del connettore
$L_{\text{ig}} =$	60.0	mm	lunghezza del filetto

Parametri meccanici dei connettori

(secondo EN 14592)

$M_{y,k}$	26500	Nmm	momento caratteristico di snervamento
$R_{t,u,k}$	24.50	kN	resistenza caratteristica a trazione del filo di acciaio
$f_{ax,k}$	15.80	kN	parametro caratteristico di resistenza ad estrazione del filetto
$\rho_a =$	410	kg/m ³	densità caratteristica associata al parametro di estrazione del filetto

Considerando le sue caratteristiche geometriche, il connettore in fase di calcolo è assimilabile a bullone

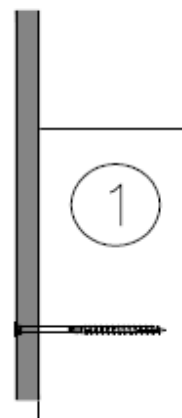
Legno 1: elemento laterale

$t_1 =$	92.00	mm	profondità di penetrazione nell'elemento 1
Tipo di legno	LEGNO LAMELLARE GL 24 h		
$\rho_k =$	380.00	kg/m ³	densità caratteristica del legno

Piastra in acciaio

$t =$	8.00	mm	spessore della piastra in acciaio
-------	------	----	-----------------------------------

Nota: in fase di calcolo non si considera la resistenza a rifollamento e/o della sezione efficace della piastra.

**Resistenza a rifollamento**

$f_{h,0,k} =$	29.31	Mpa	resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento 1 ($\alpha = 0^\circ$)
$\alpha_1 =$	90.00	°	angolo tra sforzo e fibre nell'elemento laterale 1
$k_{90} =$	1.44		
$f_{h,\alpha_1,k} =$	20.37	Mpa	resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento 1 ($\alpha \neq 0^\circ$) - Viti come Bulloni

$R_{ax,Rk} = 7.14 \text{ kN}$ resistenza caratteristica a trazione della vite

$$R_{ax,Rk} = \min \{ R_{t,u,k}; R_{ax,a,k}; R_{ax,k,k} \}$$

Resistenza a trazione dell'acciaio

$R_{t,u,k} = 24.50 \text{ KN}$ resistenza caratteristica a trazione della vite (filo di acciaio)

Resistenza ad estrazione del filetto nell'elemento 2

$R_{ax,a,k} = 7.14 \text{ KN}$ resistenza caratteristica ad estrazione del filetto

$$R_{ax,a,k} = n_{ef} * d * l_{ef} * f_{ax,k} / (1,2 \cos(\alpha_{ax})^2 + \sin(\alpha_{ax})^2) * (\rho_k / \rho_a)^{0,8}$$

$d = 8.00 \text{ mm}$ diametro esterno del filetto

$f_{ax,k} = 15.80 \text{ Mpa}$ parametro caratteristico di resistenza ad estrazione del filetto

$\rho_a = 410.00 \text{ kg/m}^3$ densità caratteristica associata al parametro di estrazione del filetto

$n_{ef} = 1.00$ numero efficace di viti (si considera $n_{ef} = 1$)

$l_{ef} = L_g = 60.00 \text{ mm}$ lunghezza di penetrazione della parte filettata nell'elemento 1

$\alpha_{ax} = 90.00^\circ$ angolo tra la vite e la fibra (si ipotizza essere 90°)

$\rho_k = 380.00 \text{ kg/m}^3$ densità caratteristica del legno

Resistenza a penetrazione della testa nella piastra in acciaio

$R_{ax,k,k} \rightarrow$ Nelle connessioni legno-acciaio solitamente è vincolante la resistenza a trazione dell'acciaio rispetto al distacco della testa; per tale motivo tale contributo non viene conteggiato in quanto si ipotizza sia maggiore della resistenza $R_{t,u,k}$.

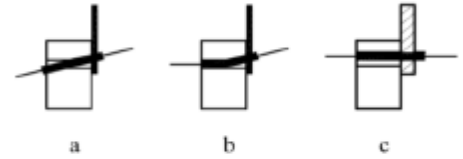
Resistenza a taglio della vite

La capacità portante di progetto per ciascun mezzo di unione ad un piano di taglio è funzione dello spessore delle piastre.

La normativa distingue fra piastre sottili e piastre spesse. Per valori intermedi si interpola linearmente.

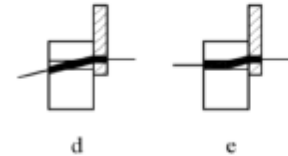
Per una piastra di acciaio sottile, a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 f_{h,k} t_1 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k}} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (a) \\ (b) \end{array}$$



Per una piastra di acciaio spessa, a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k}} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ f_{h,k} t_1 d \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (e) \\ (d) \\ (c) \end{array}$$



Se si ha piastra sottile ($t \leq 0,5d$)

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4.45 \\ 2.91 + 1.78 \end{array} \right. = \begin{array}{l} 4.45 \text{ kN} \\ 4.70 \text{ kN} \end{array} \quad \begin{array}{l} (a) \\ (b) \end{array}$$

Se si ha piastra spessa ($t \geq d$)

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 5.01 + 1.78 = 6.80 \text{ kN} \\ 4.12 + 1.78 = 5.90 \text{ kN} \\ 11.13 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (e) \\ (d) \\ (c) \end{array}$$

In questo caso si ha $t \geq d$ (piastra spessa)

	$F_{v,Rk, \text{connettore}} = 5.90 \text{ kN}$	resistenza caratteristica a taglio del connettore
$k_{mod} = 1.00$		
$\gamma_{M,connessione} = 1.50$		
	$F_{v,Rd, \text{connettore}} = 3.93 \text{ kN}$	resistenza di progetto a taglio del connettore

$$F_{v,Rd, \text{connettore}} > F_{d,i} = 2.9 \text{ kN}$$

VERIFICATO

10.1.3 Verifica trave in LL 20x46cm esistente

Si riporta di seguito la verifica della trave in legno lamellare (arcareccio) esistente sulla quale verranno installati gli ancoraggi della nuova linea vita.

Si considera la combinazione eccezionale delle azioni con la sola presenza delle azioni accidentali dovute alla linea vita oltre al peso proprio della trave lignea.

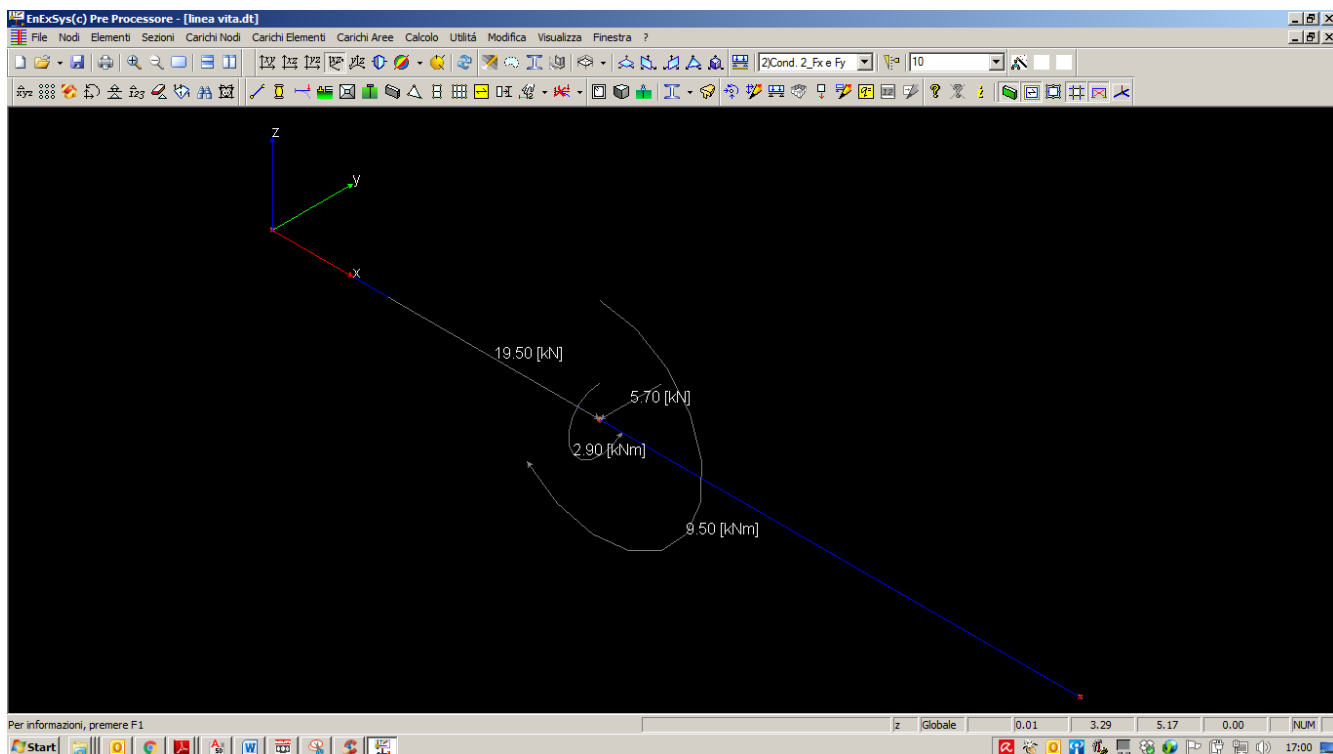
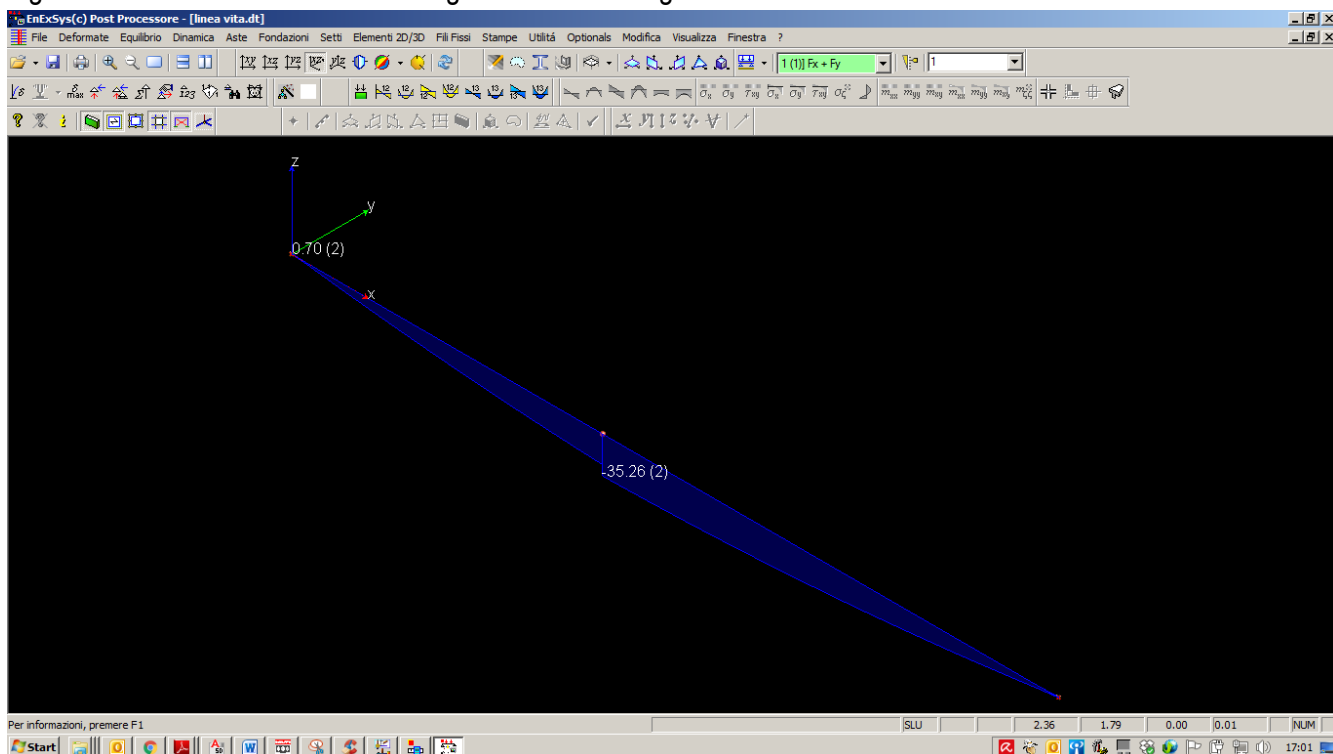


Figura 2. Modello di calcolo e azioni agenti su trave in legno.

Figura 3. Involuppo momento flettente M_y (valori espressi in kNm)

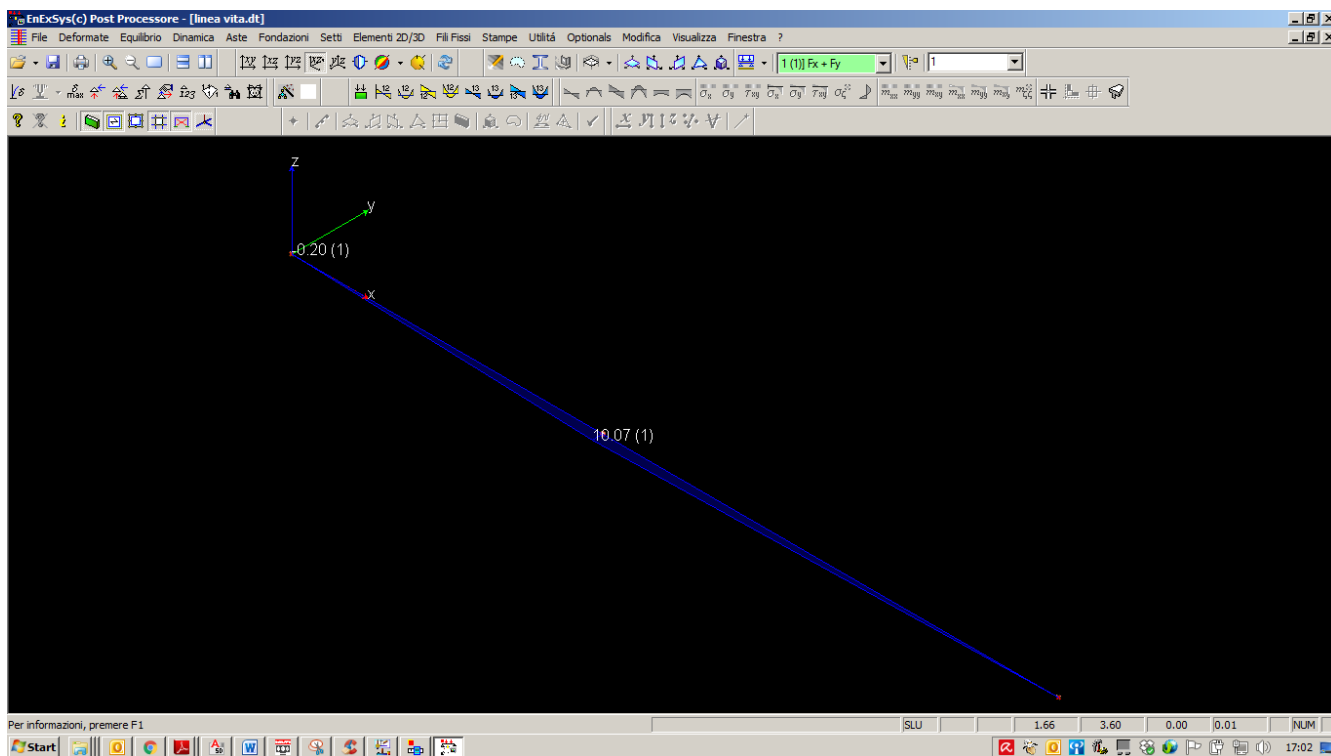


Figura 4. Involuppo momento flettente Mx (valori espressi in kNm)

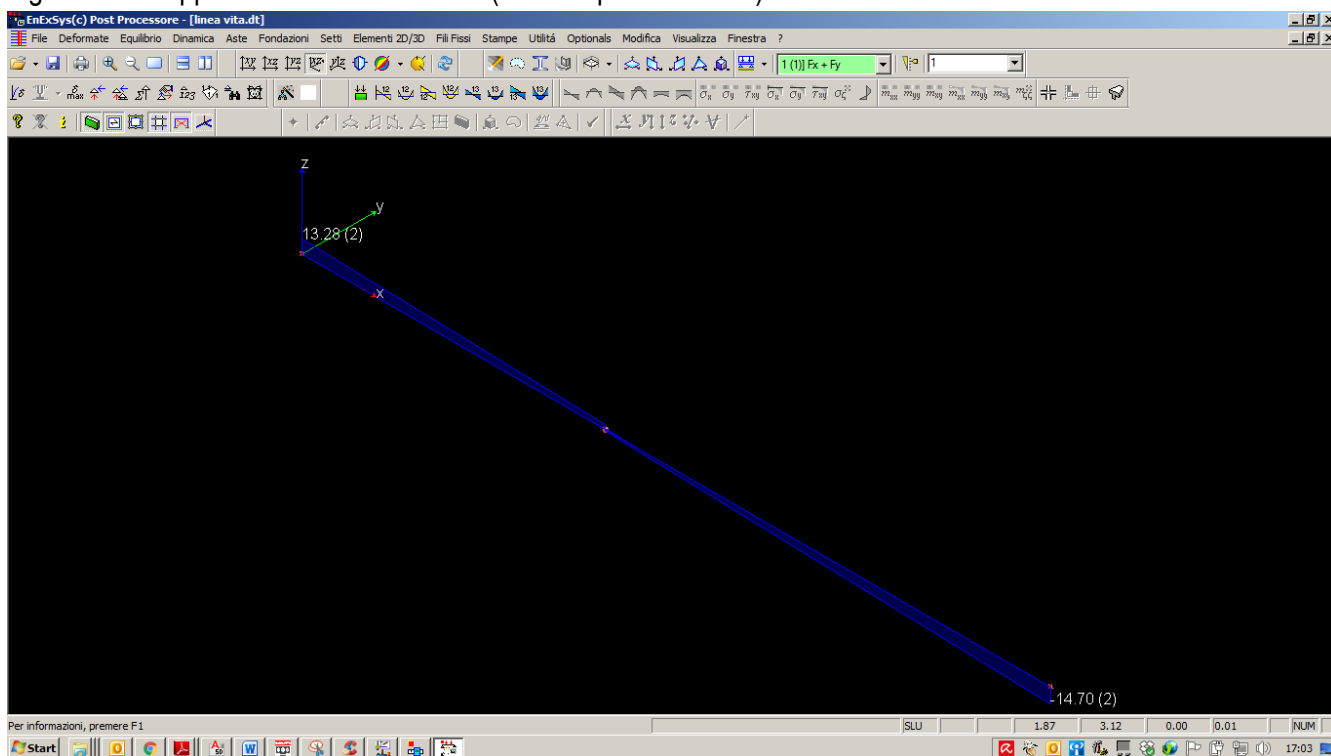
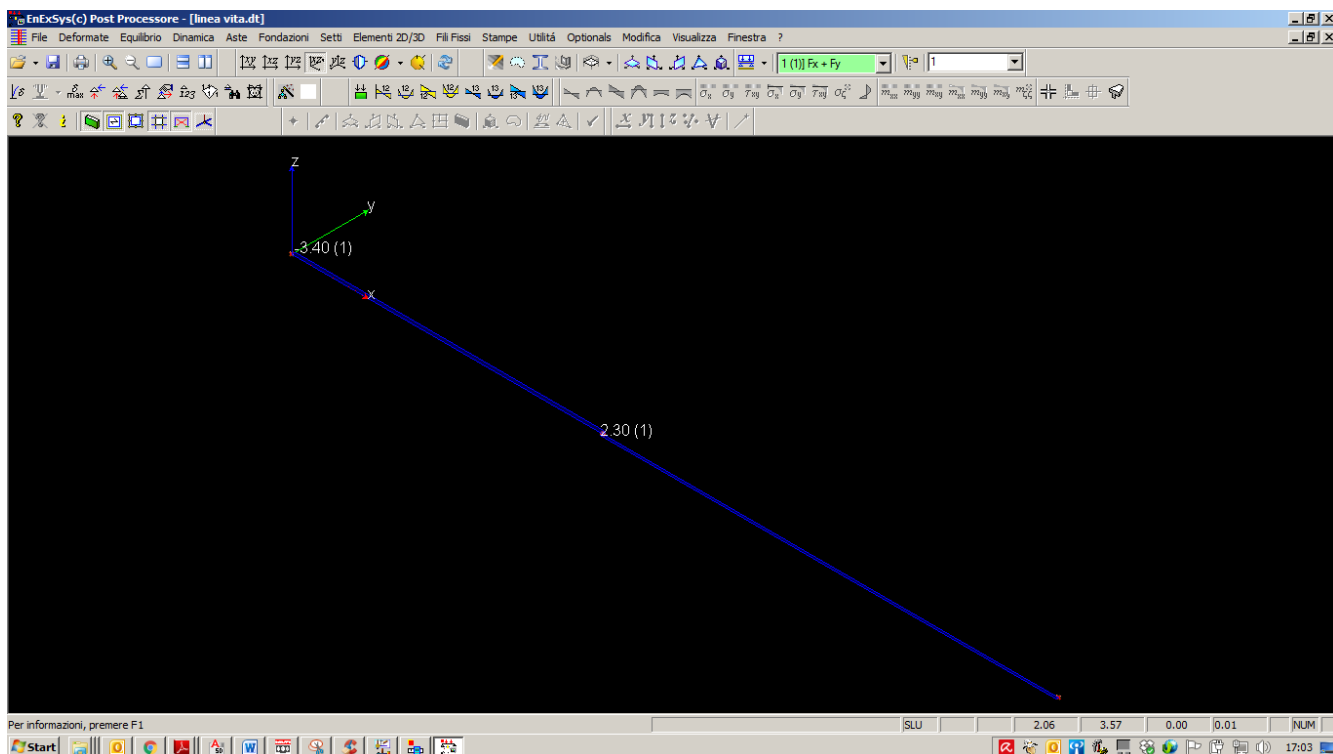


Figura 5. Involuppo sforzo di taglio Vz (valori espressi in kN)

Figura 6. Involuppo sforzo di taglio V_y (valori espressi in kN)

Legno: Materiali

Materiale: **3: Legno** ☒ Materiale legnoso Materiali...

Commento: GL24h lamellare Omogeneo

Coefficiente d'imperfezione β_c	<input type="text" value="0.1"/>	γ_M	<input type="text" value="1.25"/>
Resistenza caratteristica a flessione f_{mk}	<input type="text" value="24 [MPa]"/>		
Resistenza caratteristica a trazione parallela alle fibre f_{t0k}	<input type="text" value="16.5 [MPa]"/>	Normale alle fibre f_{t90k}	<input type="text" value="0.4 [MPa]"/>
Resistenza caratteristica a compressione: parallela alle fibre f_{c0k}	<input type="text" value="24 [MPa]"/>	Normale alle fibre f_{c90k}	<input type="text" value="2.7 [MPa]"/>
Resistenza caratteristica a taglio f_{vk}	<input type="text" value="2.7 [MPa]"/>	Fattore taglio k_{cr}	<input type="text" value="1"/>
Modulo elastico istantaneo E_{005}	<input type="text" value="9400 [MPa]"/>		
Modulo elastico medio parallelo alle fibre E_{0mean}	<input type="text" value="11600 [MPa]"/>	Normale alle fibre E_{90Mean}	<input type="text" value="390 [MPa]"/>
Modulo elastico tangenziale medio G_{mean}	<input type="text" value="720 [MPa]"/>		
Resistenza caratteristica a torsione $f_{tk, XLam}$	<input type="text" value="2.5 [MPa]"/>		
Resistenza caratteristica a taglio rolling shear $f_{rk, XLam}$	<input type="text" value="0.8 [MPa]"/>		

Valori di k_{mod} :

k_{mod} Valore di default:

Figura 7. Caratteristiche del materiale

Si riportano di seguito le verifiche della sezione resistente.

Luce 7.45 [m]

Materiale GL24h lamellare Omogeneo

f_{mk}	24.000 [MPa]
f_{t0k}	16.500 [MPa]
f_{c0k}	24.000 [MPa]
f_{vk}	2.700 [MPa]
f_{t90k}	0.400 [MPa]
f_{c90k}	2.700 [MPa]
E_{w5}	9400.000 [MPa]
E_{0Mean}	11600.000 [MPa]
G_{Mean}	720.000 [MPa]
E_{90Mean}	390.000 [MPa]
β_c	0.10
γ_M	1.45
k_{cr}	1.00

Sezione 1 200.0 x 460.0 [mm]

Parametro Valore

Area	92000 [mm ²]
J_x	1622266343 [mm ⁴]
J_y	306666598 [mm ⁴]
W_x	7053332 [mm ³]
W_y	3066666 [mm ³]
i_x	132.8 [mm]
i_y	57.7 [mm]
J_t	972873346 [mm ⁴]
W_t	4864367 [mm ³]
k_{sh}	1.022
k_m	0.700
k_{ht}	1.100
k_{hMx}	1.027
k_{hMy}	1.100

Verifiche di resistenza

Verifiche a presso-flessione

Combinazione critica: 1 x=3.02 [m]

k_{mod} 1.00

f_{md}	16.552 [MPa]
f_{td}	11.379 [MPa]
f_{cd}	16.552 [MPa]
f_{vd}	1.862 [MPa]

σ

[MPa]

N 7.90 [kN] 0.086

 M_x -25.19 [kNm] 3.572 M_y 10.07 [kNm] 3.284 σ_D/σ_R 0.34

Verifiche a taglio-torsione

Combinazione critica:1 x=0.00 [m]

 k_{mod} 1.00 f_{md} 16.552 [MPa] f_{td} 11.379 [MPa] f_{cd} 16.552 [MPa] f_{vd} 1.862 [MPa] τ

[MPa]

 V_{12} 9.88 [kN] 0.161 V_{13} -3.40 [kN] 0.055 T -1.72 [kNm] 0.355 σ_D/σ_R 0.19

Verifiche di Instabilità

Combinazione critica:1

 k_{mod} 1.00 f_{md} 16.552 [MPa] f_{td} 11.379 [MPa] f_{cd} 16.552 [MPa] f_{vd} 1.862 [MPa]

Piano 1/2

 β 1.00 λ_{Rel} 0.90 k_c 0.84

Piano 1/3

 β 1.00 λ_{Rel} 2.08 k_c 0.22

Verifica

N 7.90 [kN] 0.086 [MPa]

M_x -25.19 [kNm] 3.572 [MPa]

M_y 10.07 [kNm] 3.284 [MPa]

σ_D/σ_R 0.35

Verifiche di Svergolamento

Combinazione critica: 2 x=3.02 [m]

k_{mod} 1.00

f_{md} 16.552 [MPa]

f_{td} 11.379 [MPa]

f_{cd} 16.552 [MPa]

f_{vd} 1.862 [MPa]

L_{eff} 7.45 [m]

λ_{Rel} 0.53

$k_{crit,Rel}$ 1.00

σ [MPa]

M_x -25.76 [kNm] 3.653

σ_D/σ_R 0.21

INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA NEL PALAZZO DEL GHIACCIO DI C.SO TAZZOLI
SITO IN TORINO

PROGETTO ESECUTIVO

ADDENDUM 01 ALLA RELAZIONE DI CALCOLO

NUOVE PISTE CURLING

INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE SU STRUTTURE ESISTENTI

INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	ANALISI DELLE STRUTTURE ESISTENTI	6
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.2	FONDAZIONI	8
2.3	PILASTRI	10
2.4	TRAVI	13
2.5	SOLAIO	14
3.	INQUADRAMENTO NORMATIVO E CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO	17
3.1	PRINCIPALE NORMATIVA DI RIFERIMENTO	19
4.	ANALISI DEI MATERIALI.....	21
4.1	MATERIALI ESISTENTI	21
4.1.1	<i>Calcestruzzo</i>	<i>21</i>
4.1.2	<i>Acciaio per armature</i>	<i>23</i>
4.2	NUOVI MATERIALI	23
5.	ANALISI DEI CARICHI	25
5.1	STATO DI FATTO	25
5.1.1	<i>Pesi propri strutturali</i>	<i>25</i>
5.1.2	<i>Pesi permanenti non strutturali</i>	<i>25</i>
5.1.3	<i>Pesi accidentali o variabili.....</i>	<i>25</i>
5.2	PROGETTO.....	25
5.2.1	<i>Pesi propri strutturali</i>	<i>27</i>
5.2.2	<i>Pesi permanenti non strutturali</i>	<i>27</i>
5.2.3	<i>Pesi accidentali o variabili.....</i>	<i>27</i>
6.	CRITERI DI MODELLAZIONE FEM	28
6.1	MODELLI UTILIZZATI	28
6.2	CONFRONTO CON LE SOLLECITAZIONI DA RELAZIONE DI CALCOLO	33
6.2.1	<i>Solaio tipo I - 8 campate</i>	<i>33</i>
6.2.2	<i>Solaio tipo II – 2 campate.....</i>	<i>34</i>
6.2.3	<i>Trave T2C (telaio tipo) – Secondo solaio.....</i>	<i>35</i>
6.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	36
7.	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	38
7.1	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	38
7.2	SOLAIO TIPO I H=23CM (8 CAMPATE)	39
7.2.1	<i>Stato di fatto.....</i>	<i>39</i>
7.2.2	<i>Progetto</i>	<i>43</i>
7.2.3	<i>Confronti</i>	<i>46</i>
7.2.4	<i>Verifiche sezioni rinforzate.....</i>	<i>47</i>
7.3	SOLAIO TIPO II H=32CM (2 CAMPATE)	50
7.3.1	<i>Stato di fatto</i>	<i>51</i>

7.3.2	Progetto	54
7.3.3	Confronti	57
7.3.4	Verifiche sezioni rinforzate.....	57
7.4	TRAVI DI TELAIO RIBASSATE 50X100CM	59
7.4.1	Stato di fatto.....	59
7.4.2	Progetto	63
7.4.3	Confronti	66
7.4.4	Verifiche sezioni rinforzate.....	66
7.5	TRAVI IN SPESSORE 120X32CM SU 1 CAMPATA (LATO SUD)	69
7.5.1	Stato di fatto.....	69
7.5.2	Progetto	72
7.5.3	Confronti	75
7.5.4	Verifiche sezioni rinforzate.....	75
7.6	TRAVI IN SPESSORE 120X32CM SU 2 CAMPATE (LATO NORD)	78
7.6.1	Stato di fatto.....	78
7.6.2	Progetto	82
7.6.3	Confronti	85
7.6.4	Verifiche sezioni rinforzate.....	85
7.7	PILASTRI INTERNI (NUM. 32-36-40-44-48-52-56)	87
7.7.1	Stato di fatto.....	89
7.7.2	Progetto	94
7.7.3	Confronti	98
7.7.4	Confinamento – Incremento resistenza sezione	99
7.7.5	Confinamento – incremento duttilità.....	100
7.8	PILASTRI PERIMETRALI (NUM. 33-37-41-45-49-53-57).....	101
7.8.1	Stato di fatto.....	102
7.8.2	Progetto	105
7.9	FONDAZIONI 200X75 CM.....	108
8.	VERIFICHE STRUTTURALI SLE.....	111
8.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	111
8.1.1	Solaio tipo I a 8 campate.....	111
8.1.2	Solaio tipo II a 2 campate.....	112
8.1.3	Trave telaio 50x100cm.....	112
8.2	VERIFICHE DI FESSURAZIONE	113
8.2.1	Solaio tipo I a 8 campate.....	113
8.2.2	Solaio tipo II a 2 campate.....	118
8.2.3	Trave telaio ribassata 50x100cm	121
8.2.4	Trave in spessore 120x32cm	126
8.3	VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	127
8.3.1	Solaio tipo I a 8 campate.....	128
8.3.2	Solaio tipo II a 2 campate.....	130
8.3.3	Trave ribassata telaio 50x100cm	131
8.3.4	Trave in spessore 120x32cm	133
8.3.5	Pilastro 25x50cm.....	134
8.3.6	Pilastro 75x50cm.....	134

8.3.7	<i>Pilastro Ø50cm</i>	134
9.	COMPORTAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA	135
9.1	AZIONE SISMICA.....	135
9.2	CONFRONTI TRA STATO DI FATTO E PROGETTO	138
9.2.1	<i>Modi Principali</i>	138
9.2.2	<i>Deformazioni telaio tipologico</i>	139
9.2.3	<i>Sollecitazioni sui pilastri</i>	143
9.2.4	<i>Sollecitazioni sui setti</i>	144
10.	CONCLUSIONI	146
11.	ALLEGATI	147

1. PREMESSA

La presente relazione riporta le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza riguardanti gli interventi di rinforzo delle strutture esistenti a seguito della realizzazione di due nuove piste per la pratica del gioco del curling nei locali attualmente adibiti a sala stampa del palazzetto del ghiaccio di Corso Tazzoli, a Torino.

Le due nuove piste saranno poste sul lato corto del palazzetto prospiciente su via Eleonora D'Arborea, al primo piano, e interesseranno una superficie complessiva in pianta di circa 500 m².

Nella fattispecie, gli interventi strutturali relativi all'installazione delle nuove piste curling riguardano il rinforzo delle strutture esistenti (solai, travi e pilastri) dovuti all'incremento dei carichi permanenti agenti, come meglio descritto nei paragrafi seguenti.

Sono previsti rinforzi delle strutture in cls con fibre **FRP (Fiber Reinforced Polymers** o materiali fibrorinforzati a matrice polimerica)

2. ANALISI DELLE STRUTTURE ESISTENTI

2.1 Documenti di riferimento

Le considerazioni riportate nel presente documento sono basate sulle informazioni presenti negli elaborati, grafici e descrittivi del Progetto Esecutivo del Palazzo del ghiaccio di corso Tazzoli (pista 1) e negli elaborati costruttivi di seguito riportati:

– *Progetto Esecutivo*

U06”-“1E38ST001 1 Pianta fondazioni 1:100

U06”-“1E38ST004 1 Travi di fondazione tipo 1:50

U06”-“1E38ST008 1 Pianta secondo solaio 1:100 Sezioni tipo dei telai e di alcune travi 1:100

U06”-“1E38ST009 1 Abaco travi secondo solaio (T2-01 - T2-17) 1:50

U06”-“1E38ST010 1 Abaco travi secondo solaio (T2-18 - T2-35) 1:50

U06”-“1E38ST011 1 Abaco travi secondo solaio (T2A-01 - T2C) 1:50

U06”-“1E38ST021 1 Sezione strutturale sull’asse 8-8 1:50

U06”-“1E38ST026 1 Abaco pilastri (P1 – P63A) 1:50

U06”-“1E38ST027 1 Abaco pilastri (P64 – P94 e setti S1-S2-S3) 1:50

U06”_“1E 39 ST 004 1 Relazione di calcolo a firma del Dot. Ing. Guglielmo Concer.

– *Progetto costruttivo lastre di solaio*

Elaborati grafici Strutturali e Relazione di calcolo a firma dell’ing. Sergio Massa (Fornaci Calandra)

– *Collaudo Statico*

Certificato di collaudo a firma dell’ing. Pasquale Ciani (Collaudatore in c.so d’opera)

– *Indagini in Situ*

Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di C.so Tazzoli – Torino e relativi allegati a firma del Laboratorio GEOLAB di Brescia (SCR prot.337 del 13.01.2017). Cfr allegato 11.1

Le strutture interessate dall’intervento di installazione delle nuove piste curling sono situate nel lato corto EST del palazzetto (lato via Arborea).

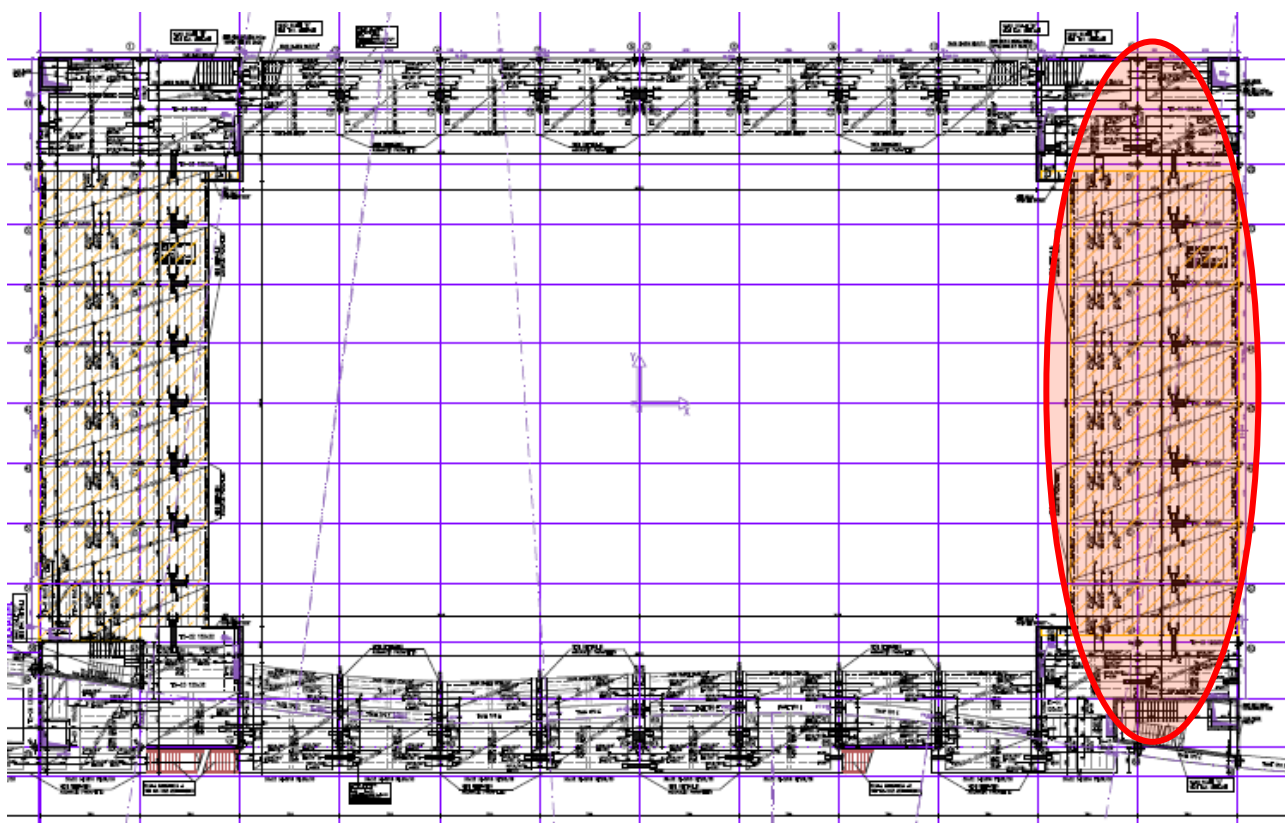


Figura 1 - Strutture oggetto di intervento - Pianta secondo solaio

La struttura, nella porzione centrale del fronte, è costituita da telai in c.a. gettato in opera (pilastri e travi) posti ad interasse 470cm. Tra i telai è presente un solaio in lastre predalles (h=23cm piano primo, h=32cm piano di copertura) con cappa collaborante ad estradosso.

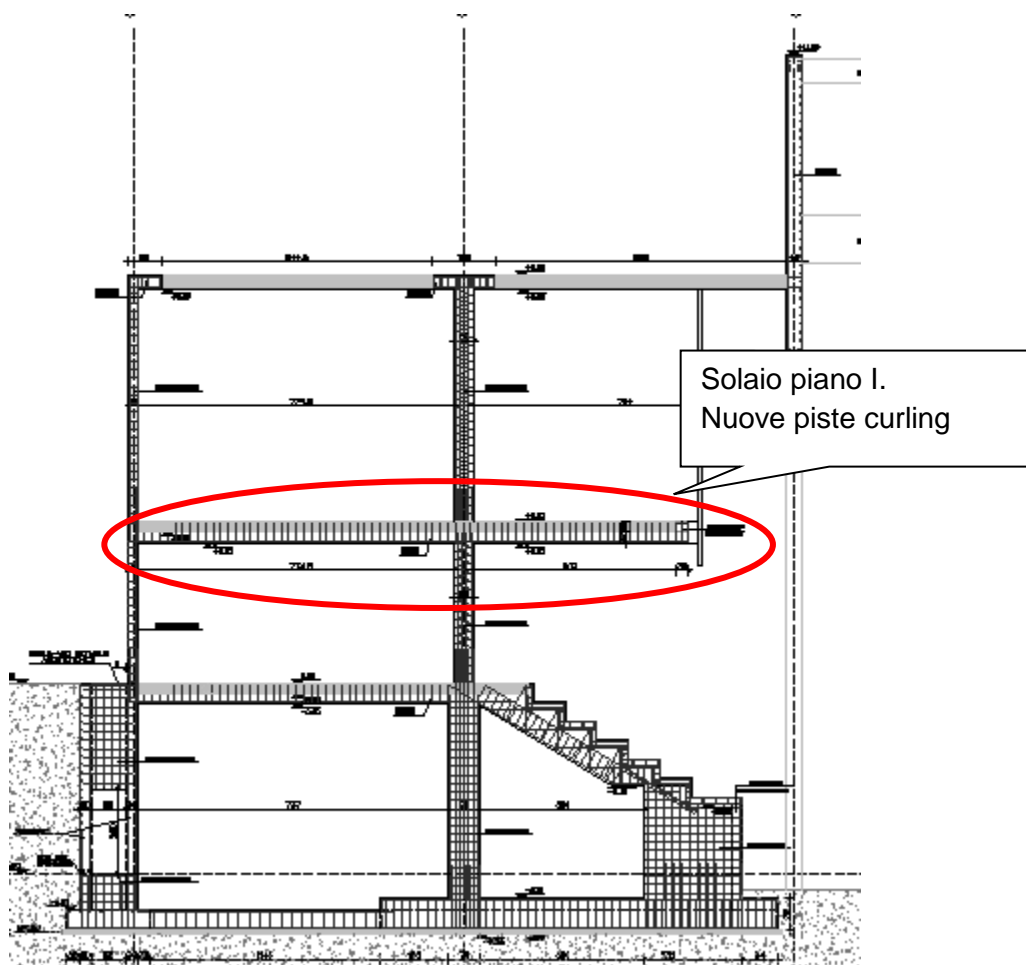


Figura 2. Sezione telaio tipo – LATO EST

Gli elementi strutturali interessati dai nuovi interventi sono i seguenti (secondo la nomenclatura utilizzata in relazione di calcolo del progetto esecutivo):

- solaio a lastra, secondo solaio – spessori 23 (telai centrali) e 32cm (porzioni di estremità);
- travi secondo solaio – ribassate dim. 50x100 cm (telai centrali), in spessore 120x32cm-80x32 (porzioni di estremità);
- pilastri interni piano interrato – rettangolari dim. 50x75 cm;
- pilastri interni piano terra e piano primo – circolari dim. $\varnothing 50$ cm;
- pilastri di bordo piano terra e piano primo – rettangolari dim. 25x50 cm;

Di seguito si riportano le caratteristiche degli elementi strutturali e le fonti utilizzate per la determinazione delle relative caratteristiche geometriche e meccaniche.

2.2 Fondazioni

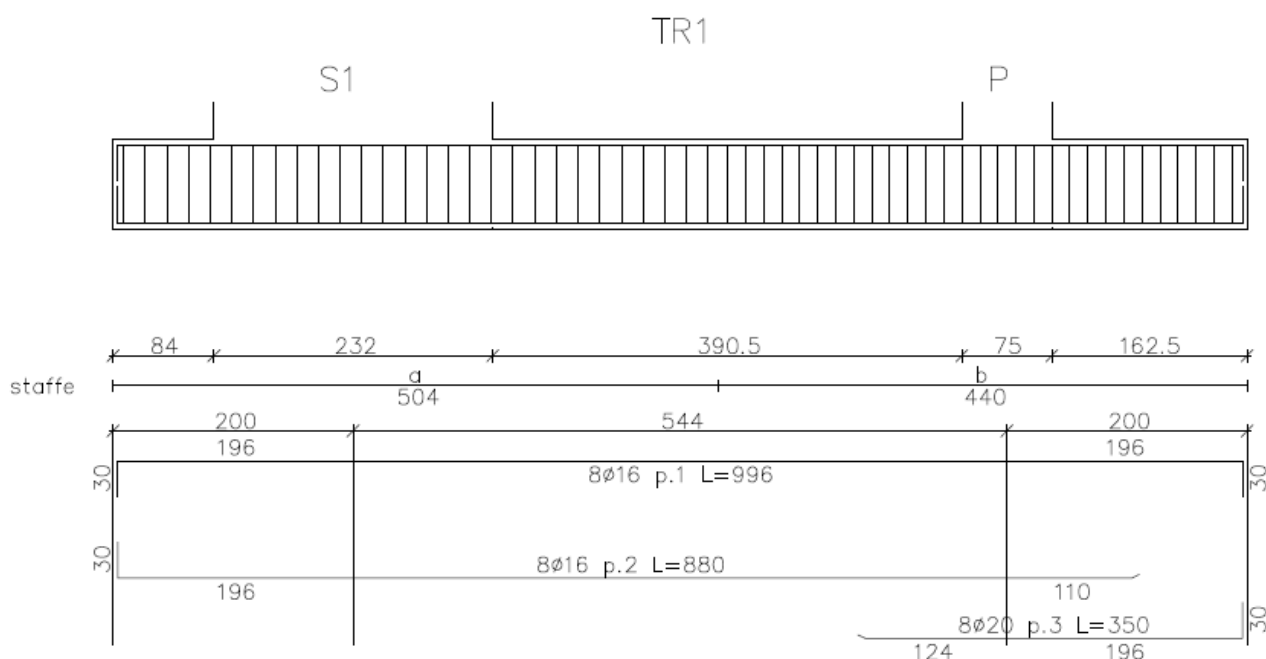
Per l'identificazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture di fondazione si fa riferimento ai documenti di seguito riportati:

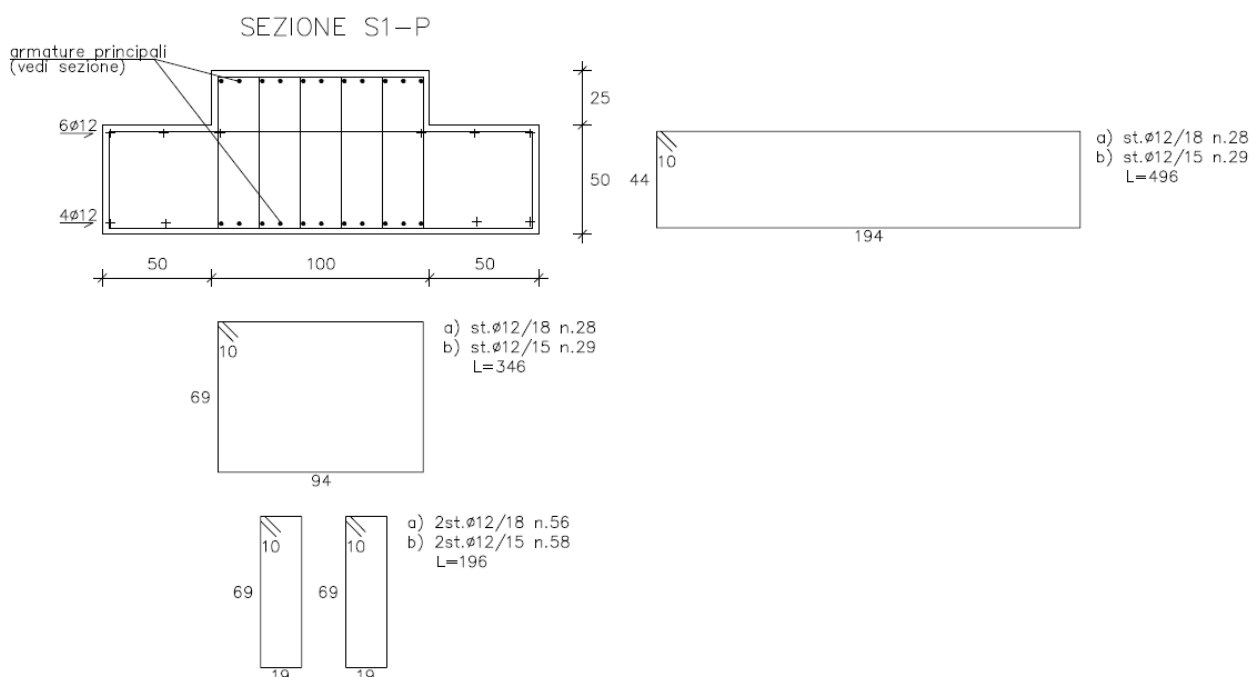
– tavole progetto esecutivo (emissione definitiva – 13.01.2003):

- U06”-“1E38ST001 – Pianta fondazioni 1:100
- U06”-“1E38ST004 – Travi di fondazione tipo 1:50

Le fondazioni dei telai del lato corto EST del palazzetto sono composte da travi a T rovescia, denominate “TR1”, di larghezza pari a 200 cm e altezza pari a 75 cm nella parte centrale e a 50 cm nelle zone laterali, come mostrato dai seguenti estratti delle tavole di progetto esecutivo.

E' presente inoltre un cordolo di collegamento 50x50cm tra le travi TR1 e il muro controterra verso il lato esterno (via Arborea).





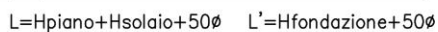
2.3 Pilastri

Per l'identificazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri interessati dall'intervento si fa riferimento ai documenti di seguito riportati:

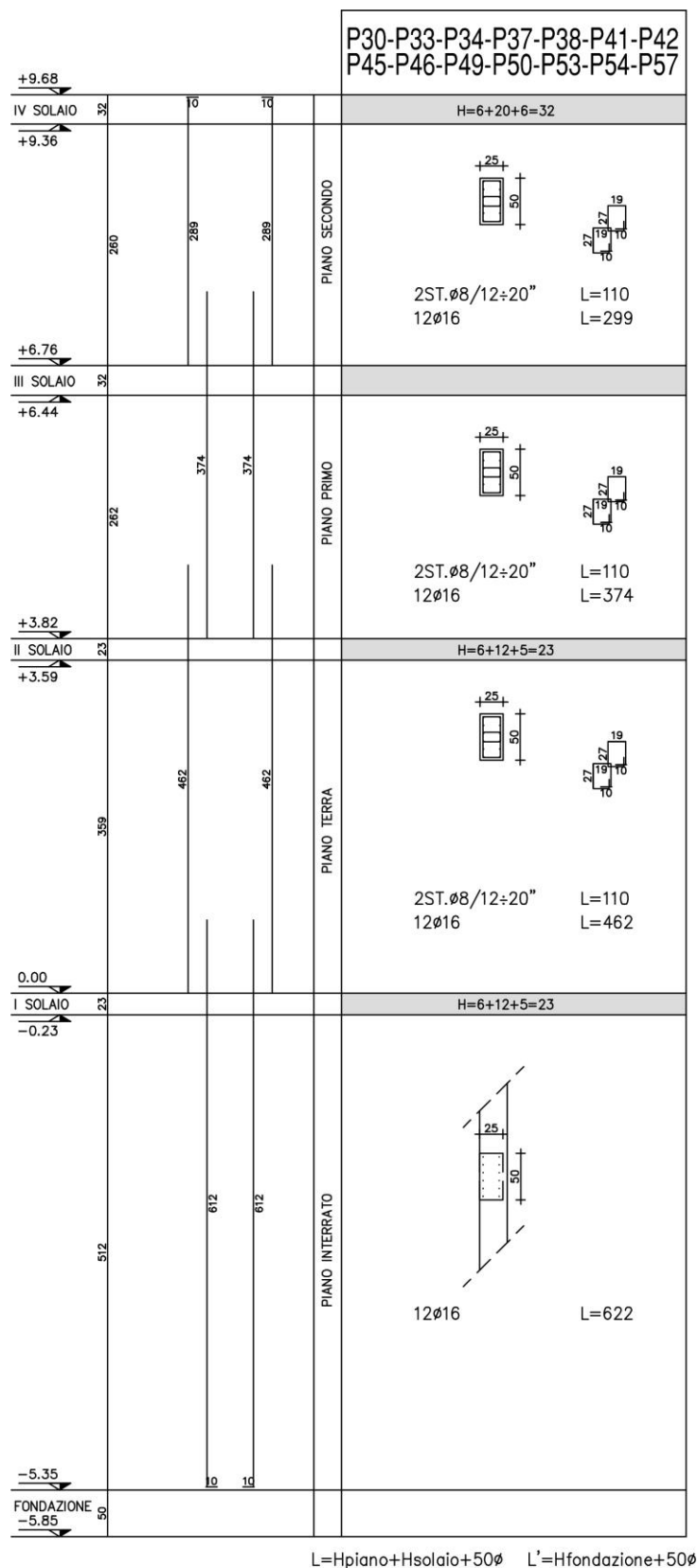
- Tavole progetto esecutivo (emissione definitiva – 13.01.2003):
 - U06"-1E38ST008 – Pianta secondo solaio 1:100
 - U06"-1E38ST026 – Abaco pilastri (P1 – P63A) 1:50
- Risultati indagini sulle strutture (Relazione GEOLAB)

In particolare, i principali pilastri soggetti all'incremento dei carichi derivante dall'installazione delle nuove piste curling sono i seguenti. Le principali caratteristiche geometriche e le armature previste da progetto esecutivo sono state confermate, dalle indagini in situ effettuate. Per maggiori informazioni si faccia riferimento alle tavole del Progetto Esecutivo suddette.

- Pilastri 32-36-40-44-48-52-56 (interni)



– Pilastri 33-37-41-45-49-53-57 (di bordo)



2.4 Travi

Per l'identificazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi del secondo solaio (T2C) si fa riferimento ai documenti di seguito riportati:

- Tavole progetto esecutivo (emissione definitiva – 13.01.2003):
 - U06”-“1E38ST008 – Pianta secondo solaio 1:100
 - U06”-“1E38ST009 1 Abaco travi secondo solaio (T2-01 - T2-17) 1:50
 - U06”-“1E38ST010 1 Abaco travi secondo solaio (T2-18 - T2-35) 1:50
 - U06”-“1E38ST011 – Abaco travi secondo solaio (T2A-01 – T2C) 1:50
 - U06”-“1E38ST021 – Sezione strutturale sull'asse 8-8 1:50
- Risultati indagini sulle strutture (Relazione GEOLAB)

Le travi di interesse per l'intervento in oggetto, sono situate su secondo solaio (piano primo). Si tratta di travi ribassate aventi sezione rettangolare pari a 50x100 cm, e sezioni in spessore aventi sezione rettangolare pari a 120x32cm, come mostrato nei seguenti estratti delle tavole di progetto esecutivo. Le principali caratteristiche geometriche delle travi e le armature previste da progetto esecutivo sono state confermate, dalle indagini in situ effettuate.

Di seguito gli estratti delle tavole di carpenteria del progetto esecutivo che descrivono le caratteristiche geometriche delle travi in oggetto.

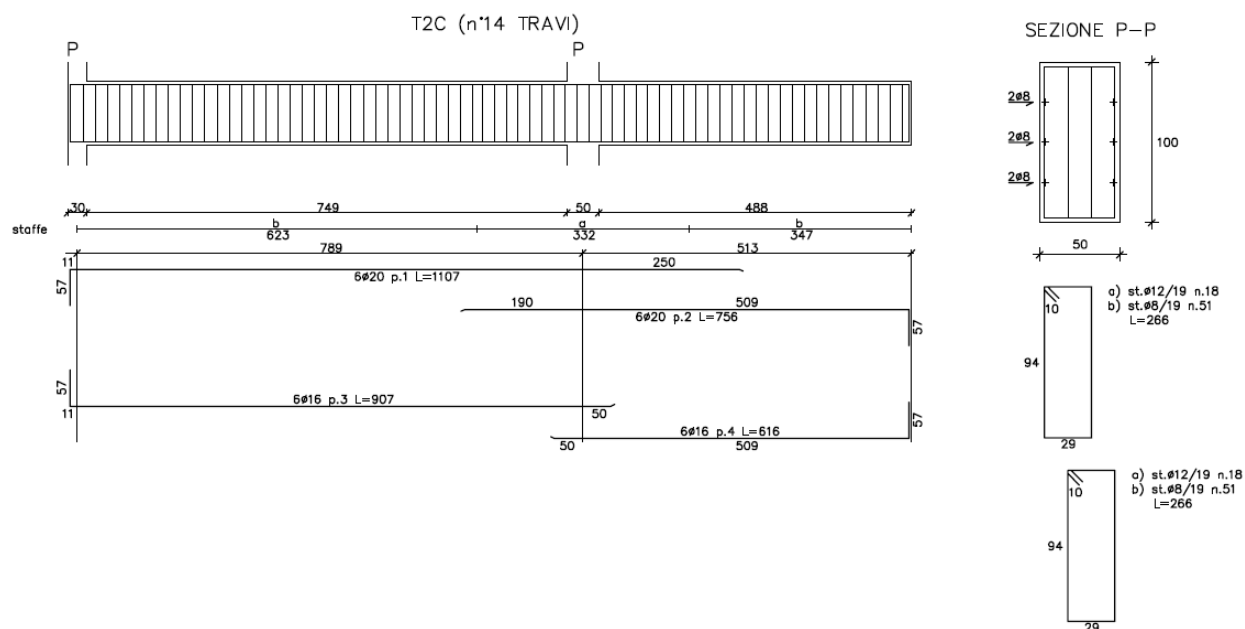


Figura 3. Travi ribassate 50x100cm

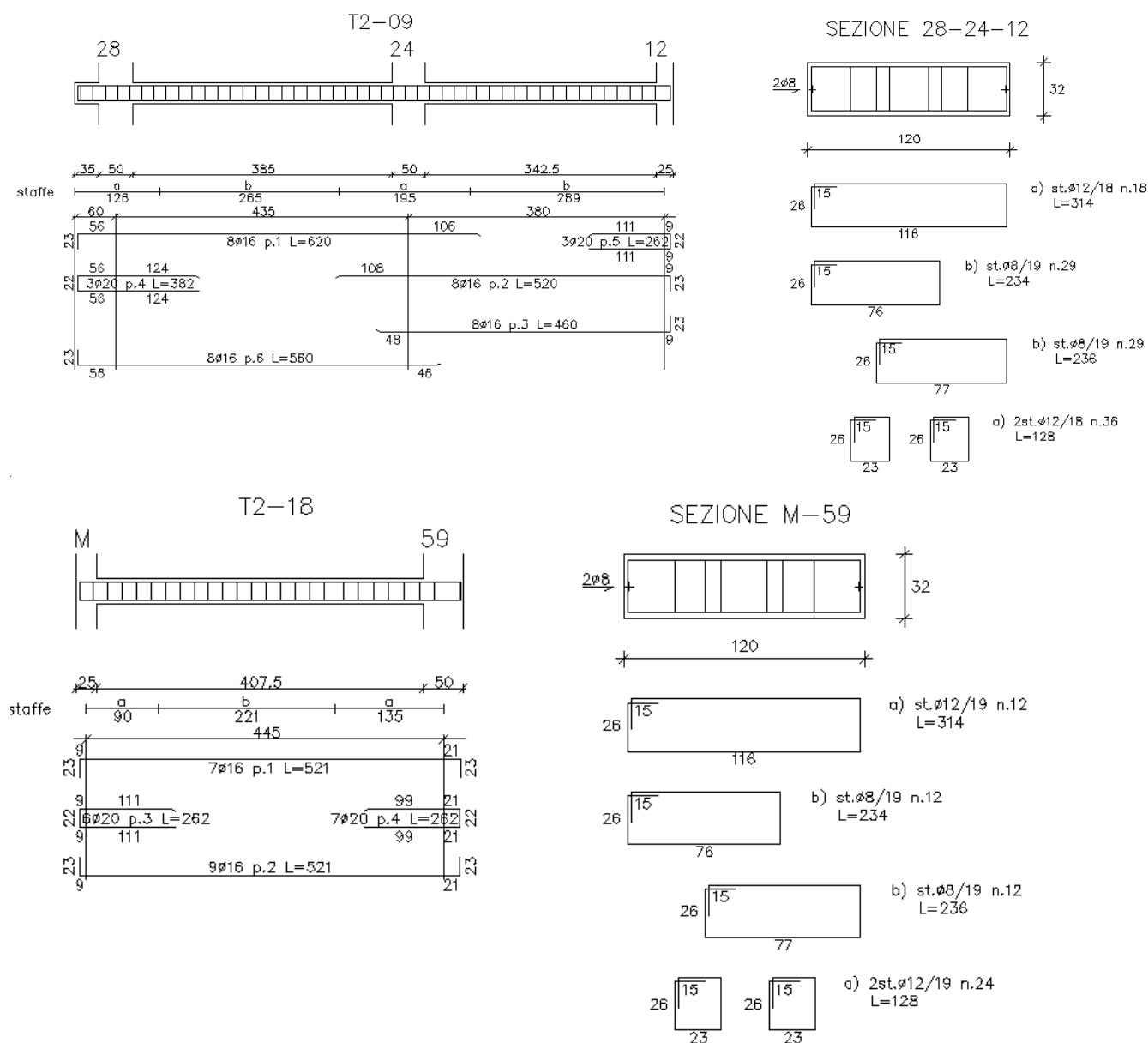


Figura 4. Travi in spessore 120x32cm

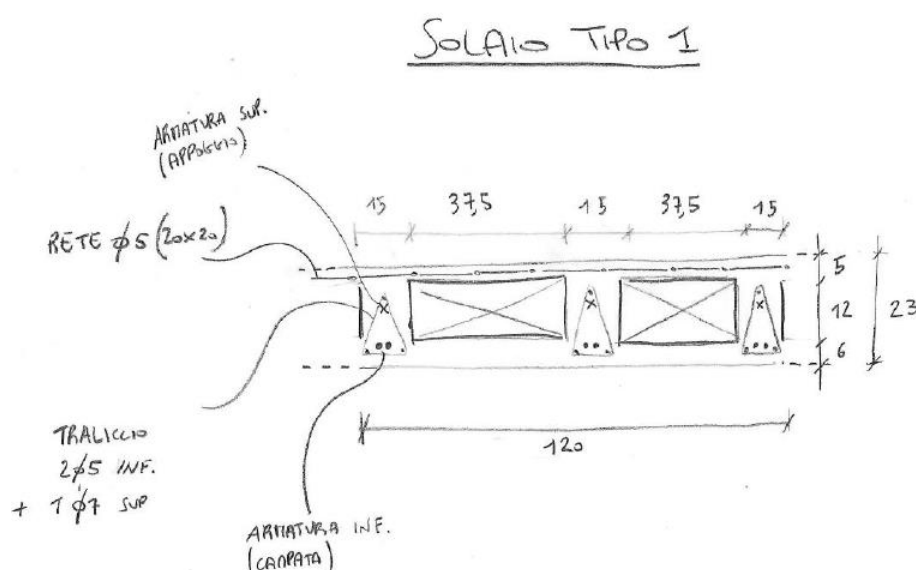
2.5 Solaio

Per l'identificazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle lastre di solaio si fa riferimento ai documenti di seguito riportati:

- tavole progetto esecutivo (emissione definitiva – 13.01.2003):
 - U06”-“1E38ST008 – Pianta secondo solaio 1:100
- progetto costruttivo solai a lastra (FORNACE CALANDRA – 16.04.2004)
- Risultati indagini sulle strutture (Relazione GEOLAB)

I solai in oggetto, nella parte centrale-solaio tipo 1, sono costituiti da lastra prefabbricate C.A.N. con cappa collaborante superiore aventi larghezza 120cm (num. 3 tralicci da 15cm e num. 2 blocchi di alleggerimento interposti di larghezza pari a 37.5cm) e spessore totale 23cm (6+12+5). Nelle porzioni esterne, solaio di tipo 2, lo spessore è pari a 32cm (6+20+6).

Confrontando le informazioni derivanti dai diversi documenti consultati sono emerse una serie di incongruenze tra quanto riportato nel progetto esecutivo e quanto riportato nel progetto costruttivo delle lastre, a cura dell'impresa esecutrice. Le indagini appositamente prescritte sulle strutture del palazzetto hanno confermato le geometrie previste dalle tavole costruttive a cura dell'impresa FORNACE CALANDRA, datate 16.04.2004. Di seguito si riportano le principali sezioni di interesse delle lastre di solaio considerate.



Nei solai di tipo 1, aventi altezza totale pari a 23cm, sono presenti le seguenti armature:

Armature ad estradosso (su appoggio):

1° e 9° appoggio:

- 1Ø12/traliccio (3Ø12 per lastra)

2° e 8° appoggio:

- 1Ø14/traliccio (3Ø14 per lastra)

Appoggi intermedi:

- 1Ø12/traliccio (3Ø12 per lastra)

Armature ad intradosso (in campata):

1° e 8° campata:

- 2Ø10/traliccio (6Ø10 per lastra)

Campate intermedie:

- 2Ø8/traliccio (6Ø8 per lastra)

Nei solai di tipo 2, aventi altezza totale pari a 32cm, sono invece presenti le armature:

Armature ad estradosso (su appoggio):

Appoggi d'estremità:

- 1Ø12/traliccio (3Ø12 per lastra)

Appoggio intermedio:

- 2Ø14/traliccio (6Ø14 per lastra)

Armature ad intradosso (in campata):

1° campata:

- 1Ø12+1Ø14/traliccio (3Ø12+3Ø14 per lastra)

2° campata:

- 2Ø14/traliccio (6Ø14 per lastra)

3. INQUADRAMENTO NORMATIVO E CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento viene progettato in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14.01.2008 e s.m.i. ed in particolare del capitolo 4, 7 ed 8 per quanto concerne le opere di rinforzo strutturale.

Il comune di Torino è classificato in **zona sismica 4** ai sensi della classificazione emanata dalla Giunta Regionale (Deliberazione della Giunta Regionale 12 dicembre 2011, n. 4-3084).

L'intervento in oggetto si configura, secondo le definizioni del D.M. 14 gennaio 2008 e della Circolare num. 617 del 2 febbraio 2009, come intervento di **miglioramento di costruzione esistente**.

Infatti, secondo quanto riportato nel §8.4.2 del D.M. 14 gennaio 2008:

...*“Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.*

*È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui **non** ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.”*

Il suddetto paragrafo 8.4.1, a sua volta, elenca i casi in cui è fatto obbligo procedere a interventi di adeguamento:

...*“È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:*

a) sopraelevare la costruzione;

b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;

c) apportare variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;

d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.”

Nella Fattispecie degli interventi previsti, i punti a), b) e d) non sono pertinenti.

Si ha invece una variazione di destinazione d'uso (l'attuale sala stampa viene convertita in pista di allenamento per lo sport del curling) con modifica dei carichi globali. L'incremento dei carichi in fondazione risulta comunque **inferiore al 10% rispetto a quelli attualmente agenti** come meglio evidenziato nella tabella seguente (per unità di superficie) dove si riportano i pesi propri, permanenti e i carichi variabili agenti ai vari piani (i pesi propri rimangono invariati):

	Stato di fatto*	Progetto*
	[kg/m ²]	[kg/m ²]

P.P I piano	375	375
P.P II piano	375	375
P.P III piano	470	470
Permanenti I Piano	50	50
Permanenti II Piano	50	550
Permanenti III Piano	330	330
Variabili I Piano	500	500
Variabili II Piano	500	300
Variabili III Piano	500	500
tot	3150	3450

Gli interventi in progetto incrementano di ca. il 9.4% ($\text{Carichi}_{PR} / \text{Carichi}_{SDF}$) i carichi attualmente agenti in fondazione (a favore di sicurezza non si considerano i p.p. degli elementi strutturali quali travi, pilastri, muri controterra e travi di fondazione)

Per maggiori informazioni relative ai carichi agenti si faccia riferimento al capitolo 5 seguente.

A conferma di quanto sopra riportato è stato realizzato un telaio tipico (interasse pilastri pari a 470cm) attraverso un software di calcolo ad elementi finiti, con elementi beam per schematizzare travi pilastri e nodi di incastro alla base per rilevare le reazioni vincolari R_z (carichi agenti in fondazione). I pesi propri del solaio ovvero i carichi gravitazionali agenti sono stati tenuti in conto attraverso aree di carico.

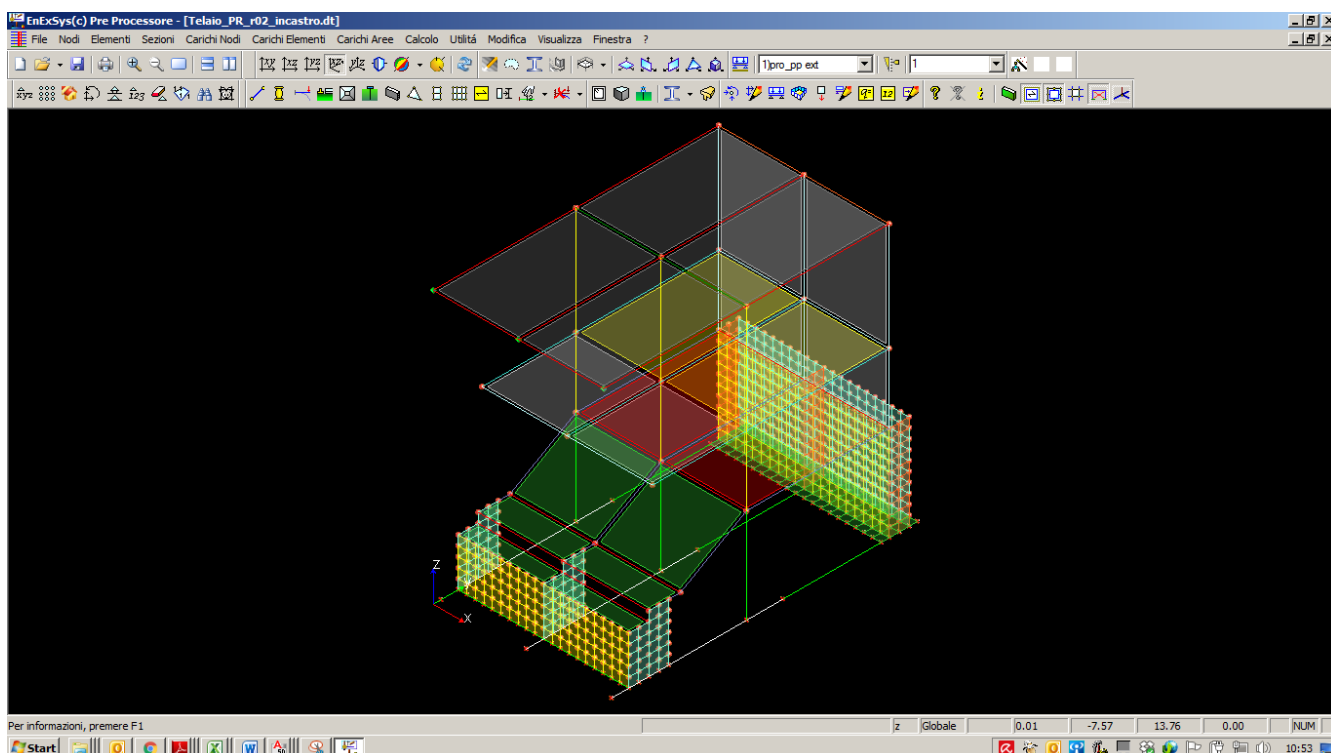


Figura 5. Telaio Tipo

Gli squilibri nodali totali nelle configurazioni di carico relative a S.d.F. e Progetto consentono il calcolo della variazione globale dei carichi in fondazione, come mostrato in tabella 1 per un telaio tipico (carichi non fattorizzati).

	SdF	Progetto	Var. %
$\sum R_z$ [kN]	1.957,6	2.115,6	~ 8,1 < 10

3.1 Principale Normativa di riferimento

- **D.M. 14 gennaio 2008** - Approvazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- **D.M. 6 maggio 2008** - Integrazione al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- **Circolare 2 febbraio 2009** Circolare contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008;
- **Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- **CNR-DT 200 R1/2013** - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** - Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP.

(Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'Assemblea Generale Consiglio Superiore LL PP).

- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale** - “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive – Febbraio 2008”.

4. ANALISI DEI MATERIALI

4.1 Materiali esistenti

La caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti è stata ottenuta mediante indagini in situ ai sensi del par. C.8.5.3 della Circ. 617.

Le indagini hanno riguardato il prelievo di carote di cls e spezzoni di barre d'armatura per poter desumere i valori delle resistenze meccaniche del calcestruzzo in opera e delle barre d'armatura.

(per maggiori informazioni si faccia riferimento all'allegato 1- Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di C.so Tazzoli – Torino e relativi allegati a firma del Laboratorio GEOLAB di Brescia).

Si riportano per completezza anche dati presenti sulla relazione di calcolo delle strutture a firma del Dott. Ing. Guglielmo Concer facente parte del progetto esecutivo dell'opera (13.02.2003).

4.1.1 Calcestruzzo

Dati estratti da Relazione di calcolo del progetto esecutivo

- | | |
|---------------------------------|-------------------------------|
| – R_{ck} 25 N/mm ² | Fondazioni e muri controterra |
| – R_{ck} 30 N/mm ² | Travi, pilastri e solai |

Indagini in situ – Prove distruttive – estrazione carota cls e prova di compressione cls

A differenza delle prove non distruttive, i risultati ottenuti dalla prova a compressione sui provini di cls estratti dalle strutture (carote) non possono essere utilizzati direttamente per effettuare la verifica delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, ma devono essere opportunamente corretti.

I metodi correttivi tengono conto del disturbo del provino dovuto al prelievo, della snellezza e del diametro del campione, della presenza eventuale di armatura e dell'umidità. Per la valutazione delle resistenze in opera sono stati utilizzati i seguenti metodi presenti in letteratura tecnica

- metodo A.I.C. (2003)
- metodo Masi (2005)
- metodo EN 13791:2007
- metodo Holos (2010).

Nella correzione della resistenza in opera si è quindi ipotizzato che il provino:

- non contenga armatura;
- sia stato prelevato ortogonalmente alla direzione del getto;
- abbia mantenuto l'umidità invariata rispetto al prelievo.

PROVE DISTRUTTIVE									
Estrazione carote				Stima resistenza in opera					
Carota	Rapporto h/d	f_c (cubica)	R_c di carota	R_c in opera- metodo A.I.C. (2003)	f_c in opera- metodo Masi (2005)	R_c in opera- metodo Masi (2005)	R_c in opera- metodo EN 13791:2007	R_c in opera- metodo HOLOS (2010)	R_c in opera- MEDIA
	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
C1	1.00	51.5	51.5	48.7	45.3	54.6	60.6	54.1	54.5
C2	1.00	43.1	43.1	40.6	37.9	45.7	50.7	45.3	45.6
C3	1.00	40.6	40.6	38.2	35.7	43.0	47.8	42.6	42.9
C4	1.00	36.1	36.1	33.9	31.8	38.3	42.5	38.7	38.3
C5	1.00	49.1	49.1	46.4	43.2	52.1	57.8	51.6	51.9
C6	1.00	52.1	52.1	49.3	45.8	55.2	61.3	54.7	55.1
C7	1.00	51.7	51.7	48.9	45.5	54.8	60.8	54.3	54.7
C8	1.00	31.8	31.8	29.8	28.0	33.7	37.4	35.1	34.0
C9	1.00	32.5	32.5	30.5	28.6	34.5	38.2	35.8	34.7
C10	1.00	41.3	41.3	40.0	37.4	45.1	48.6	46.0	44.9
C11	1.00	45.1	45.1	43.8	40.9	49.3	53.1	50.2	49.1
C12	1.00	44.2	44.2	42.9	40.1	48.3	52.0	49.2	48.1

Media $R_{cm,opera}$ - prove distruttive 46.16 MPaMedia f_{cm} - prove distruttive 38.31 MPa da indagini in situ

deviazione standard 7.51

Resistenza media f_{cm} 32.90 MPa da Progetto Esecutivo

k 4.00 Numero di campioni pari a 12

 $f_{c,min}$ 28.21 MPa $f_{c,min} +4$ 32.21 MPa $f_{cm} -k$ 34.31 MPa $f_{ck,opera}$ 32.21 MPa da indagini in situ

A favore di di sicurezza si considerano le caratteristiche di resistenza del cls come da Progetto esecutivo:

- R_{ck} **30 N/mm²** Travi, pilastri e solai
- f_{ck} **0.83* R_{ck} = 24.9 N/mm²** Travi, pilastri e solai

4.1.2 Acciaio per armature

Dati estratti da Relazione di calcolo del progetto esecutivo

- **FeB44K Controllato**

Indagini in situ – Prove distruttive – Prova di trazione barre d'acciaio

Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio si è fatto riferimento, come per il calcestruzzo, alla campagna d'indagine eseguita da Geolab.

PROVA A TRAZIONE ACCIAIO D'ARMATURA				
Tipo di tondo	Ø	Tensione di snervamento f_{yk}	Tensione di rottura f_{tk}	Allungamento A_{gt}
	mm	MPa	MPa	%
Ad. Migliorata	16	511	584	11.1
Ad. Migliorata	10	668	757	6.16
Ad. Migliorata	8	454	564	9.47
Ad. Migliorata	20	579	668	11.93
Ad. Migliorata	20	576	671	9.23
	f_{yk} -media	557.6	MPa	
	f_{tk} -media	648.8	MPa	

A favore di di sicurezza si considerano le caratteristiche di resistenza delle barre d'acciaio come da Progetto esecutivo:

- FeB44K Controllato $f_{yk} = 430$ MPa

4.2 Nuovi materiali

- Nastri in materiale composito a matrice polimerica e fibra di carbonio (CFRP) ad alta resistenza e tenacità:
 - Grammatatura 300-320 g/m²
 - tensione di rottura del nastro ≥ 3500 Mpa
 - tensione di rottura fibre di carbonio pari a 4700-4900 MPa,
 - Densità della fibra ≈ 1.8 g/cm³
 - modulo elastico fibre di carbonio e nastro pari a 240-250 GPa,

- allungamento a rottura fibre di carbonio $\geq 1,5\%$
- Lamina pultrusa in fibra di carbonio (CFRP) ad alta resistenza e tenacità:
 - tensione di rottura a trazione della lamina ≈ 2000 MPa
 - modulo elastico a trazione della lamina ≥ 130 GPa
 - allungamento a rottura della lamina $\geq 1,3\%$
 - Densità della fibra 1,6 - 1.8 g/cm³
 - Tensione di rottura a trazione area di fibre 3100-3500 MPa
 - Modulo elastico a trazione area di fibre 230-250 GPa
 - Allungamento a rottura fibra $\geq 0.9 \%$
- Malta per preparazione supporto per successivo incollaggio FRP:
 - Resistenza a trazione ≥ 2 Mpa

5. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi agenti su secondo solaio (piano primo) oggetto dei nuovi interventi (realizzazione pista curling).

5.1 Stato di Fatto

Si sono considerati i carichi presenti nella Relazione di calcolo delle opere strutturali a firma del Dott. Ing. Guglielmo Concer facente parte del progetto Esecutivo dell'opera (13.02.2003).

Nella fattispecie, questi consistono in:

- Pesi propri strutturali;
- Pesi permanenti non strutturali;
- Pesi accidentali o variabili;

5.1.1 Pesi propri strutturali

- | | |
|--|------------------------|
| - Solaio a lastra tipo I $H=6+12+5=23$ cm | 3,75 kN/m ² |
| - Solaio a lastra tipo II $H=6+20+6=32$ cm | 4,70 kN/m ² |

5.1.2 Pesi permanenti non strutturali

- | | |
|---------------------|------------------------|
| - Carico permanente | 0,50 kN/m ² |
|---------------------|------------------------|

5.1.3 Pesi accidentali o variabili

- | | |
|----------------------|------------------------|
| - Carico accidentale | 5,00 kN/m ² |
|----------------------|------------------------|

I massimi carichi agenti sul solaio saranno quindi i seguenti:

- | | |
|--|---------------------------------|
| - Massimo carico non fattorizzato | 9,25 / 10.2 kN/m ² |
| - Massimo carico fattorizzato (pp/perm*1.3, var*1.5) | 13,03 / 14.26 kN/m ² |

5.2 Progetto

Le 2 nuove piste curling insistono su circa l'80% della superficie del solaio di I piano.

Il progetto prevede la realizzazione di nuova stratigrafia, in aggiunta a quanto attualmente esistente, che porta con sé un incremento dei carichi permanenti sugli elementi strutturali.

In particolare, la nuova stratigrafia sarà così composta:

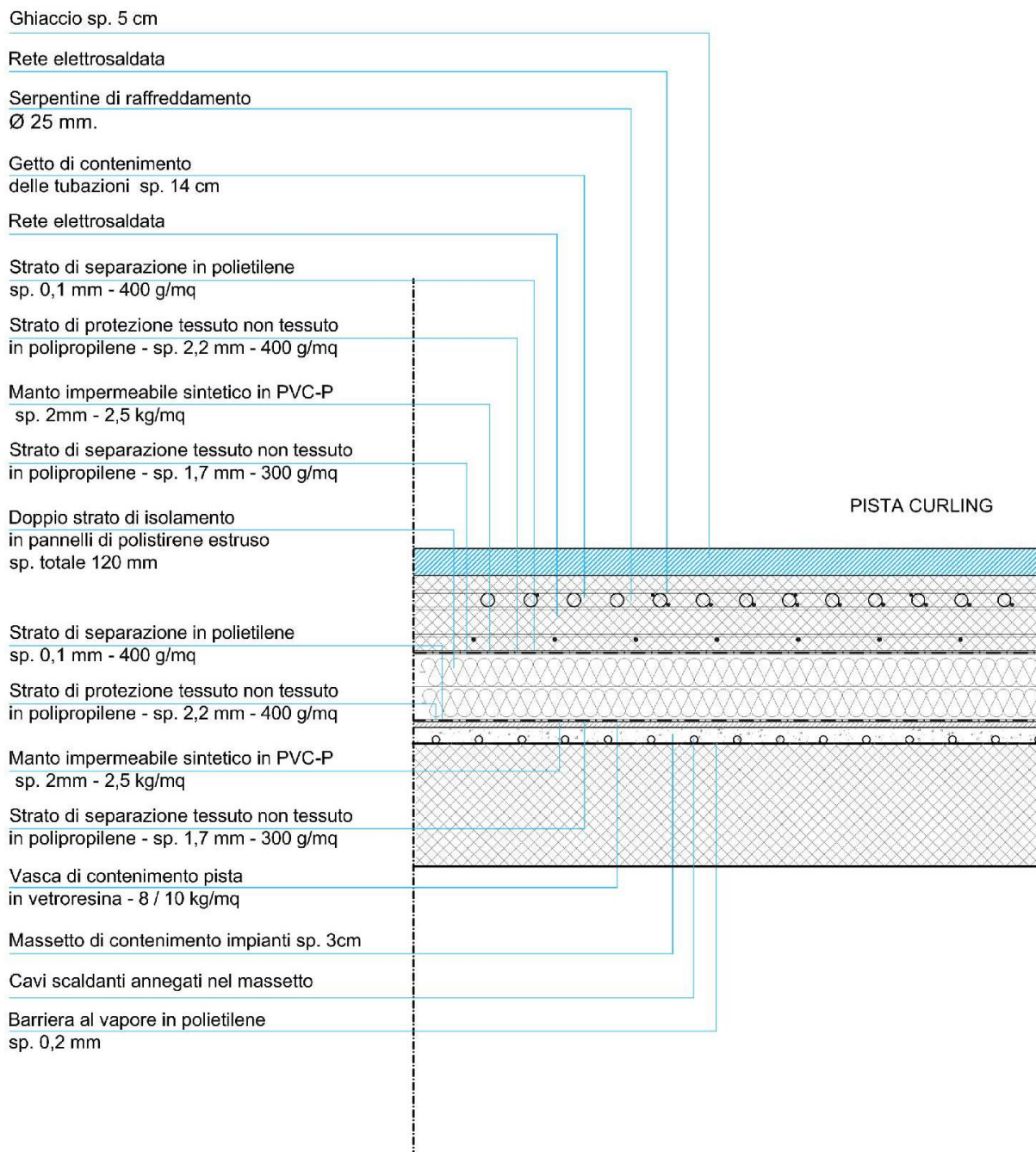


Figura 6 - Stratigrafia di progetto nuove piste curling

Analizzando i nuovi carichi si avrà:

- | | |
|--|--------------------------|
| - Massetto sp. 3 cm | 0,75 kN/m ² ; |
| - Vasca di contenimento in vetroresina | 0,10 kN/m ² ; |
| - Manto impermeabilizzante in PVC | 0,04 kN/m ² ; |
| - Isolamento in polistirene estruso sp. 6+6 cm | 0,05 kN/m ² ; |

- Guaina impermeabilizzante	0,04 kN/m ² ;
- Getto di contenimento delle tubazioni sp. 14 cm	3,50 kN/m ² ;
- Ghiaccio sp. 5 cm	<u>0,50 kN/m²;</u>
TOTALE	4,98 kN/m²

Dal momento che la realizzazione delle 2 piste curling modifica la destinazione d'uso dei locali oggetto di intervento, il carico accidentale agente sul solaio può essere ridotto e considerato pari a 3,0 kN/m² (cat. C1 tabella 3.1.II delle NTC 08') ipotizzando che non vi sia la possibilità di affollamento per la presenza delle piste.

Viene di seguito riportata l'analisi dei carichi agenti sul solaio del I piano, ottenuta sommando i nuovi carichi relativi alla pista curling ai preesistenti dello stato di fatto.

5.2.1 Pesì propri strutturali

- Calcestruzzo armato	25 kN/m ³
- Solaio a lastra tipo I H=6+12+5=23 cm	3,75 kN/m ²
- Solaio a lastra tipo II H=6+20+6=32 cm	4,70 kN/m ²

5.2.2 Pesì permanenti non strutturali

- Carico permanente	5,50 kN/m ²
---------------------	------------------------

5.2.3 Pesì accidentali o variabili

- Carico accidentale	3,00 kN/m ²
----------------------	------------------------

I massimi carichi agenti sul solaio saranno quindi i seguenti:

- Massimo carico non fattorizzato	12,25 / 13.2 kN/m ²
- Massimo carico fattorizzato (pp/perm*1.3, var*1.5)	16,50 / 17.75 kN/m ²

Si rileva quindi un incremento del carico su solaio pari a circa il 32 % ed il 27 % rispettivamente nel caso di carichi non fattorizzati e fattorizzati SLU.

6. CRITERI DI MODELLAZIONE FEM

6.1 Modelli utilizzati

Per l'analisi del comportamento degli elementi strutturali interessati dall'incremento di carico relativo alle due nuove piste, si sono condotte analisi globali e locali tramite 4 modelli di calcolo distinti attraverso l'utilizzo di software di calcolo agli elementi finiti.

Il codice di calcolo agli elementi finiti utilizzato per l'analisi strutturale con calcolo automatico è **WinStrand Structural Analysis & Design** della EnExSys s.r.l. con sede a Casalecchi di Reno (BO) in via Tizzano 42/6 (si faccia anche riferimento all'allegato 11.2 – *validazione software*).

Sono state valutate le ripercussioni sui singoli elementi strutturali quali pilastri, travi e solai, tramite i seguenti modelli:

- Modello del telaio tipo, per l'analisi di travi e pilastri.
Si sono schematizzati tre telai consecutivi posti ad interasse 470cm per valutare il comportamento di un telaio soggetto al 100% del carico:
 - gli elementi monodirezionali (travi e pilastri) sono stati modellati come elementi **beam** monodirezionali a 2 nodi;
 - i solai sono rappresentati da **aree di carico** che trasmettono le azioni alle travi;
 - le travi di fondazioni (vincoli esterni) sono schematizzate come **travi su suolo elastico** ($K_{\text{wink}} = 10 \text{ kg/cm}^3$, come da relazione di calcolo del PE);
 - sono stati considerati i carichi derivanti dai pesi propri, pesi permanenti non strutturali, carichi accidentali gravitazionali e carichi ambientali (vento);
- Modello del solaio (2 e 8 campate) per l'analisi della singola lastra di solaio.
 - Si è schematizzata la singola lastra continua su più appoggi (8 campate), come elemento **beam** monodirezionale a 2 nodi;
 - i carichi distribuiti linearmente sono riferiti alla lastra di solaio di larghezza 120cm.

È stato inoltre valutato il comportamento globale della struttura soggetta ai nuovi carichi tramite un modello della porzione EST del palazzetto, fino al primo giunto strutturale, posto sulla mezzzeria dei lati lunghi delle tribune.

In questa modellazione, come meglio descritto al cap. 9, si è considerata anche l'azione sismica.

Per tutti i modelli analizzati è stato quindi fatto un confronto tra carichi Stato di Fatto e carichi di Progetto e valutate le strutture che necessitano di interventi di rinforzo strutturale.

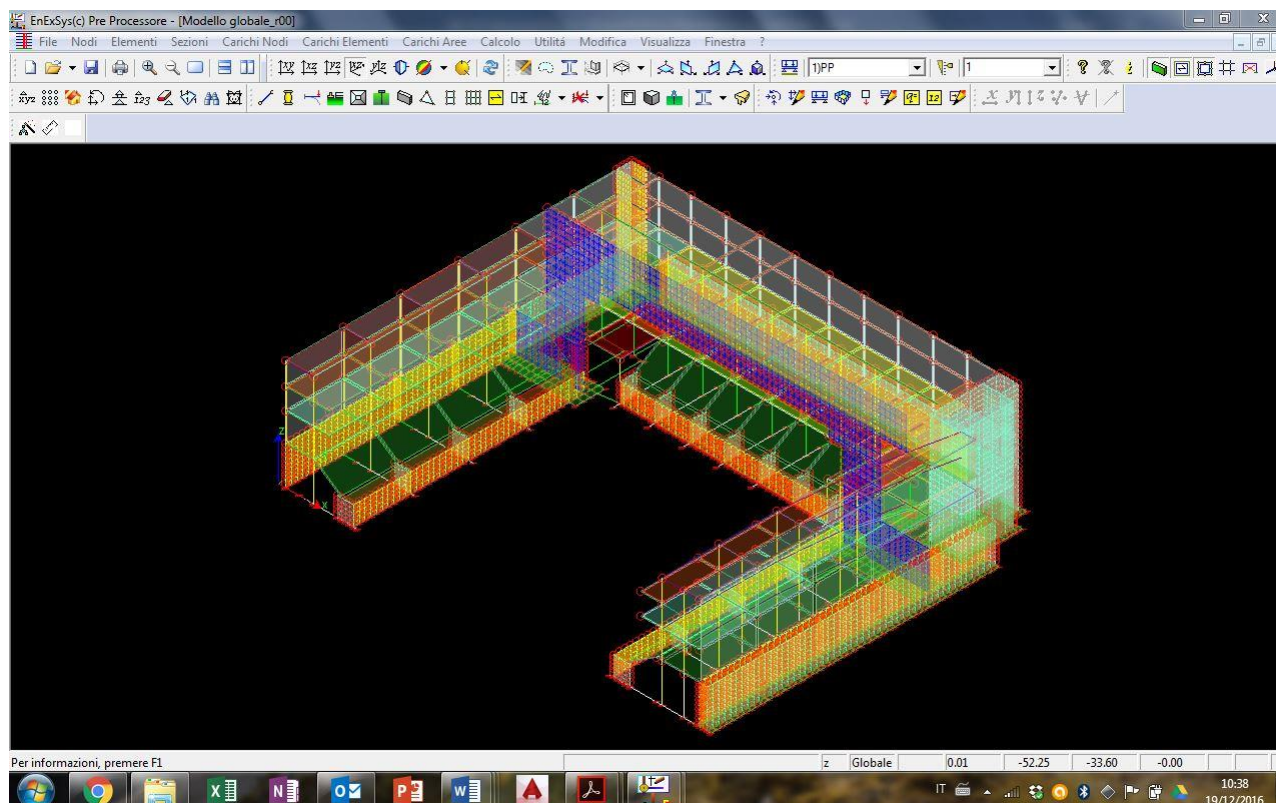


Figura 7 – Modello globale della porzione EST del palazzetto

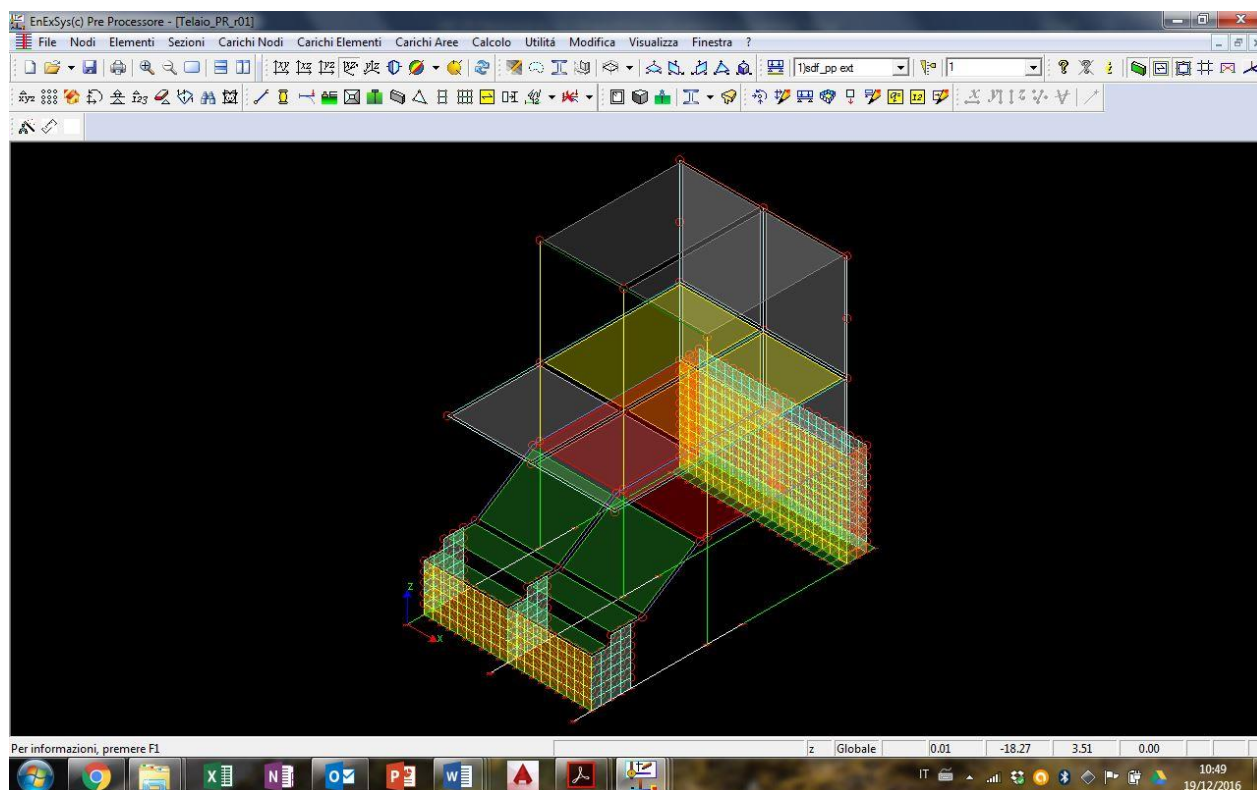


Figura 8 - Modello del telaio tipo interessato dall'incremento di carichi

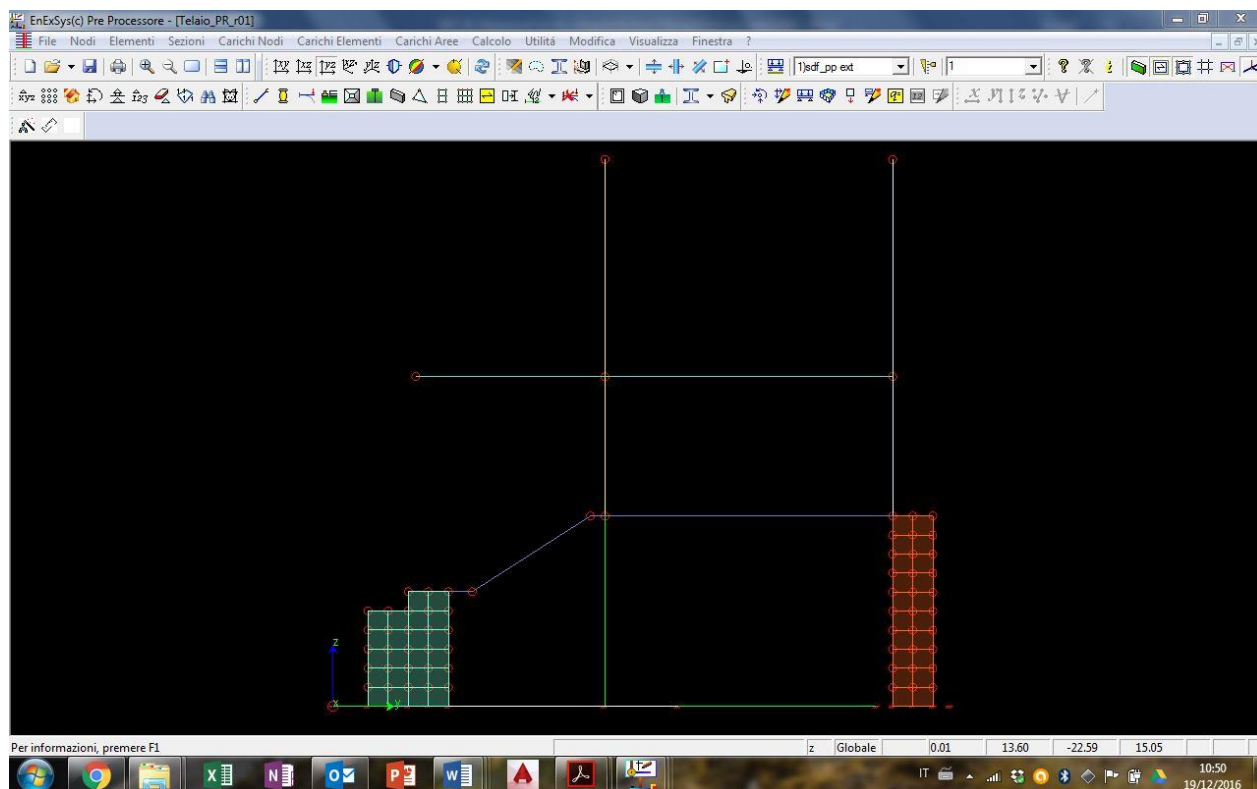


Figura 9 – Telaio tipo lato corto EST

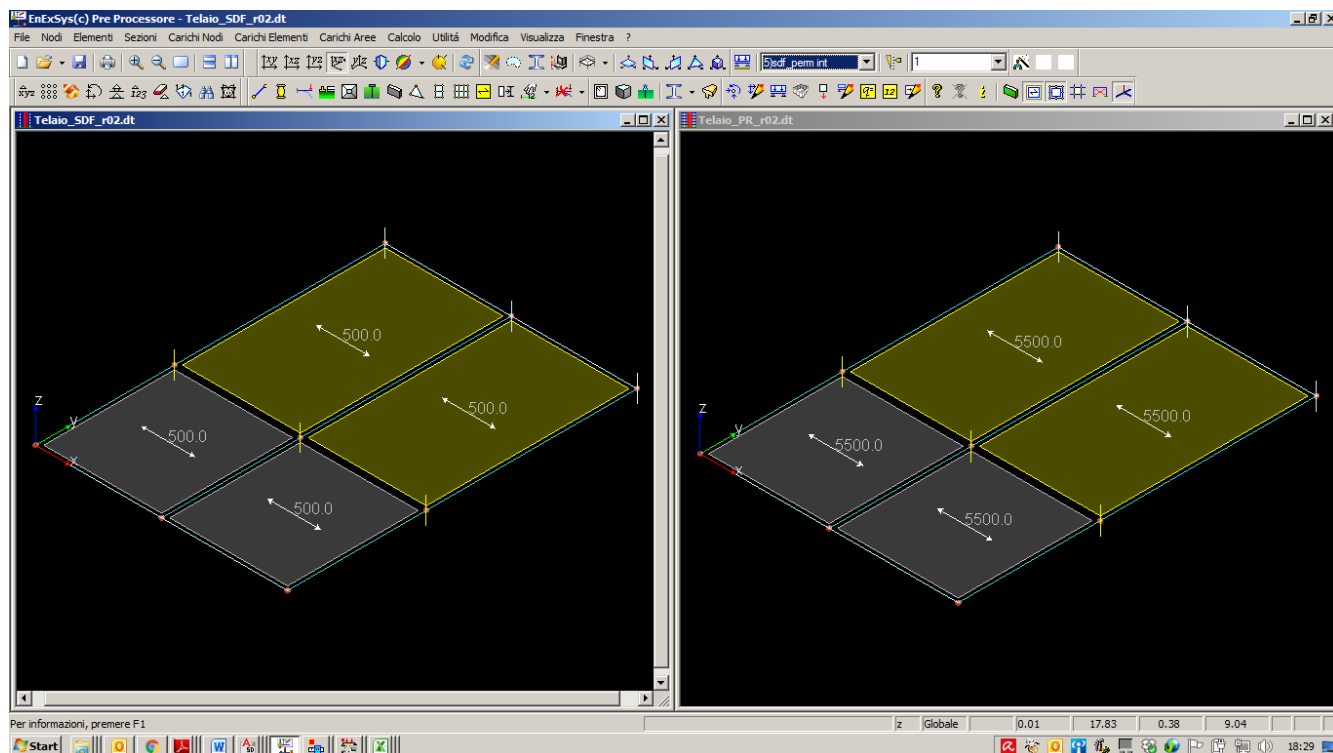


Figura 10. Carichi permanenti agenti su solaio piano I (valori espressi in N/mq). A sinistra SDF, a destra PR

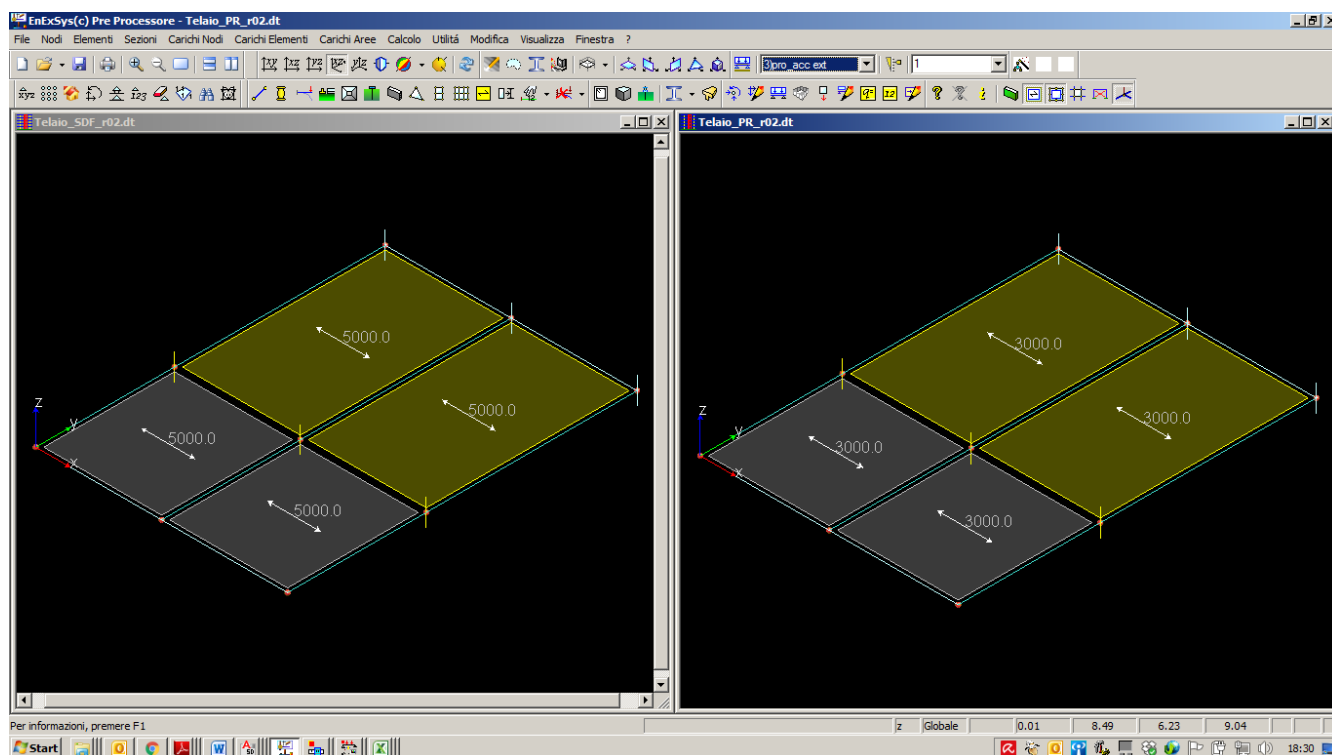


Figura 11. Carichi variabili agenti su solaio piano I (valori espressi in N/mq). A sinistra SDF, a destra PR

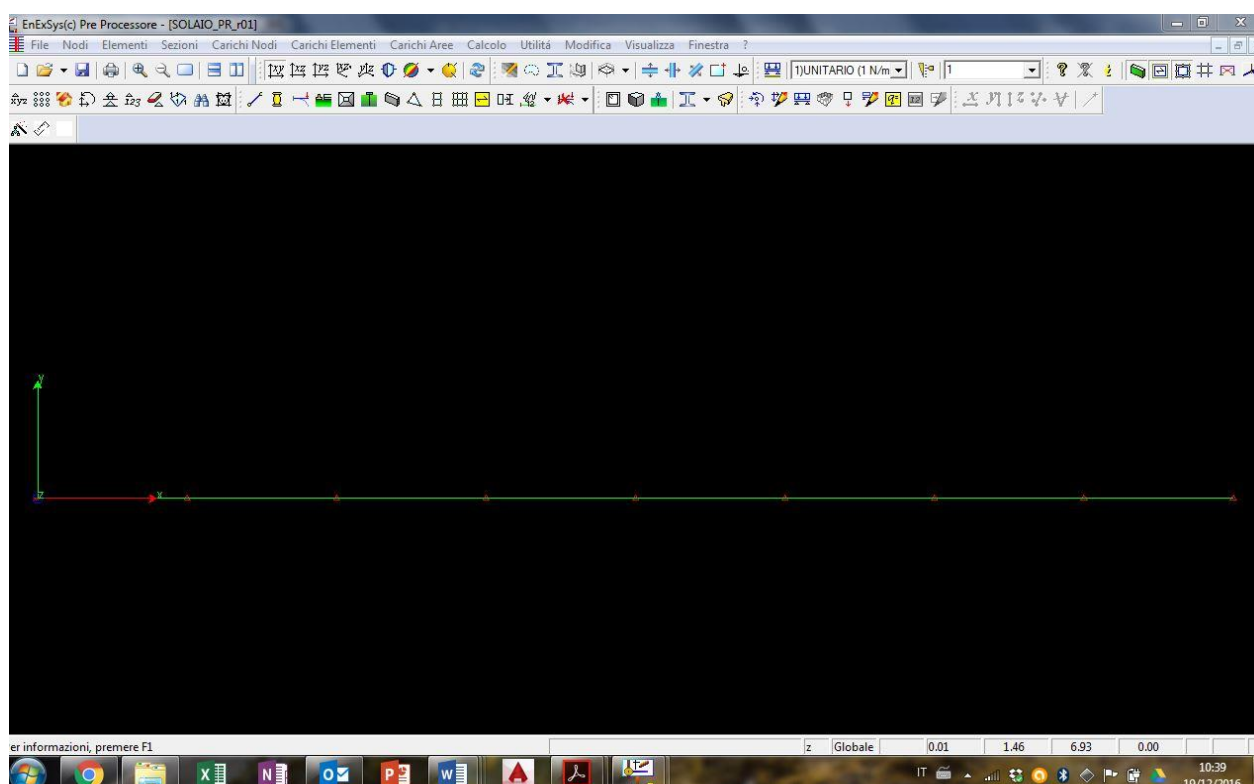


Figura 12 - Modello del solaio a 8 campate soggetto all'incremento dei carichi

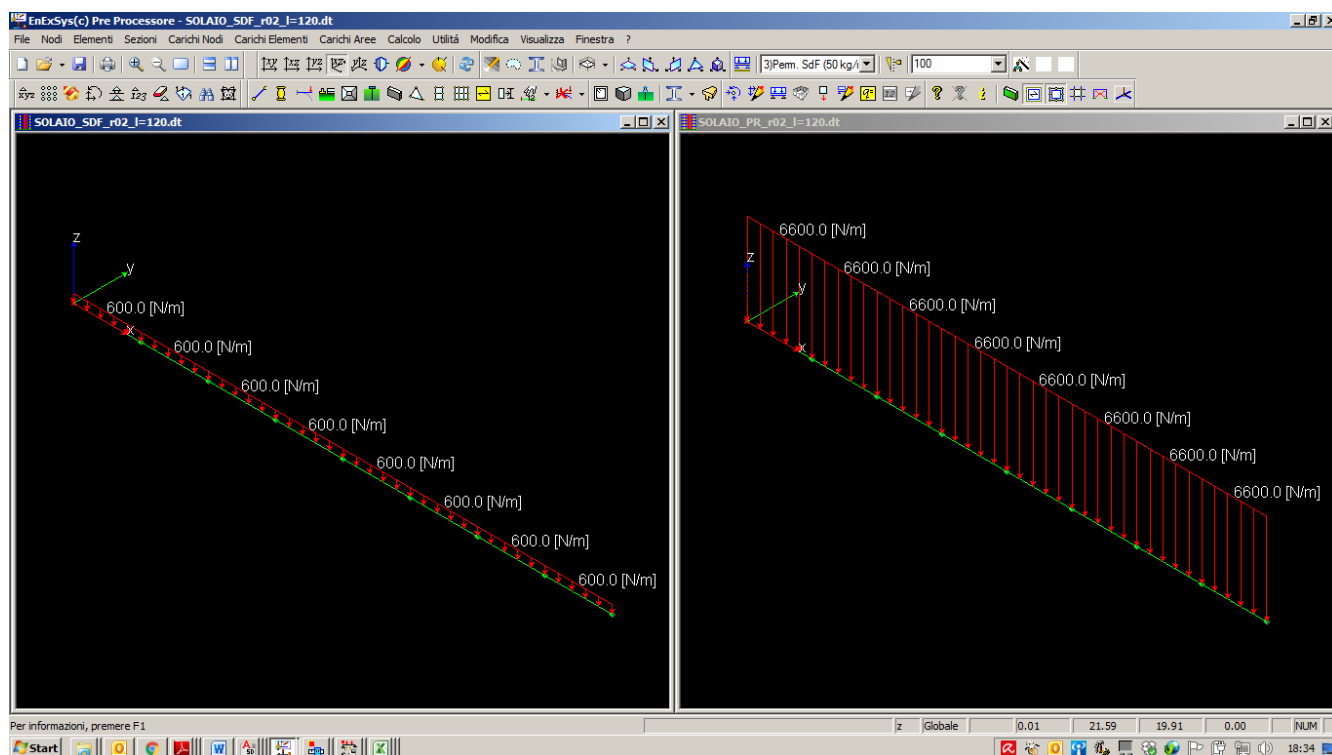


Figura 13. Carichi permanenti agenti su lastra di solaio piano I (lastra avente larghezza pari a 120cm, valori espressi in N/m). A Destra SDF, a sinistra PR.

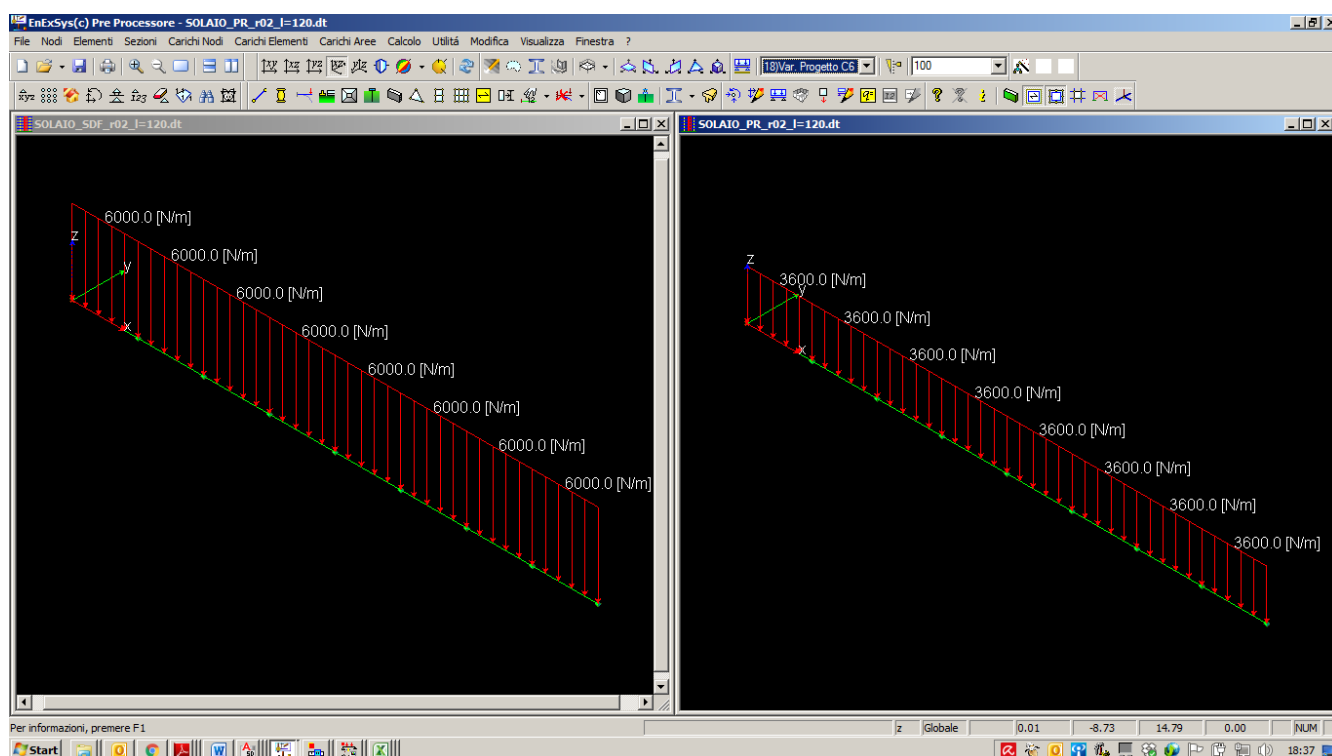


Figura 14. Carichi variabili agenti su lastra di solaio piano I (lastra avente larghezza pari a 120cm, valori espressi in N/m). A Destra SDF, a sinistra PR.

6.2 Confronto con le sollecitazioni da relazione di calcolo

Per valutare la bontà della modellazione ad elementi finiti e la coerenza con le assunzioni fatte dal progettista esecutivo delle strutture, le sollecitazioni riportate nella relazione di calcolo a firma del Dott. Ing. Guglielmo Concer sono state confrontate con quelle derivanti dai modelli sopra descritti. Dal momento che la relazione allegata al progetto esecutivo delle strutture riporta le verifiche condotte secondo il criterio delle tensioni ammissibili, per poter effettuare il confronto sono state utilizzate opportune combinazioni dei carichi con fattori moltiplicativi delle azioni unitari.

Si riportano di seguito i confronti effettuati sui principali elementi costitutivi della struttura da cui si evidenzia la convergenza dei risultati.

6.2.1 Solaio tipo I - 8 campate

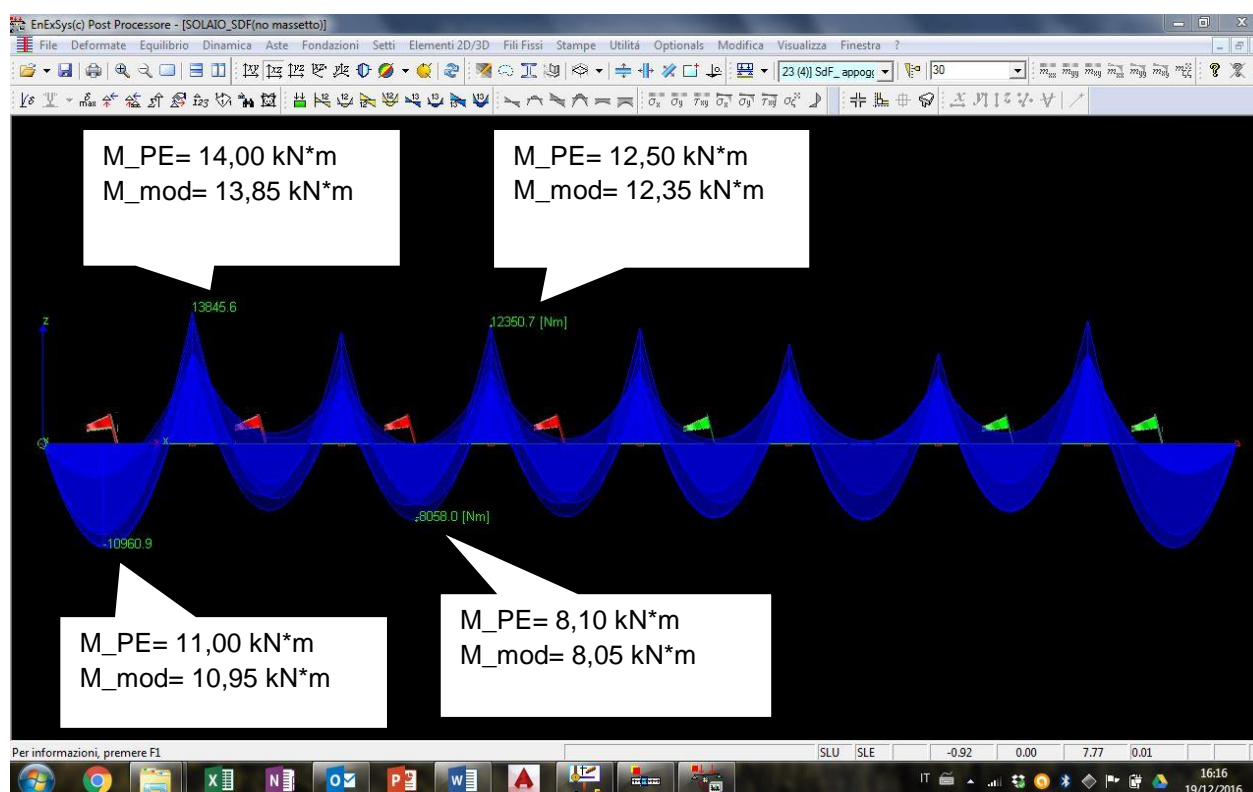


Figura 15 - Confronto tra momento agente sul solaio a 8 campate riscontrato da relazione di calcolo PE e modello FEM utilizzato

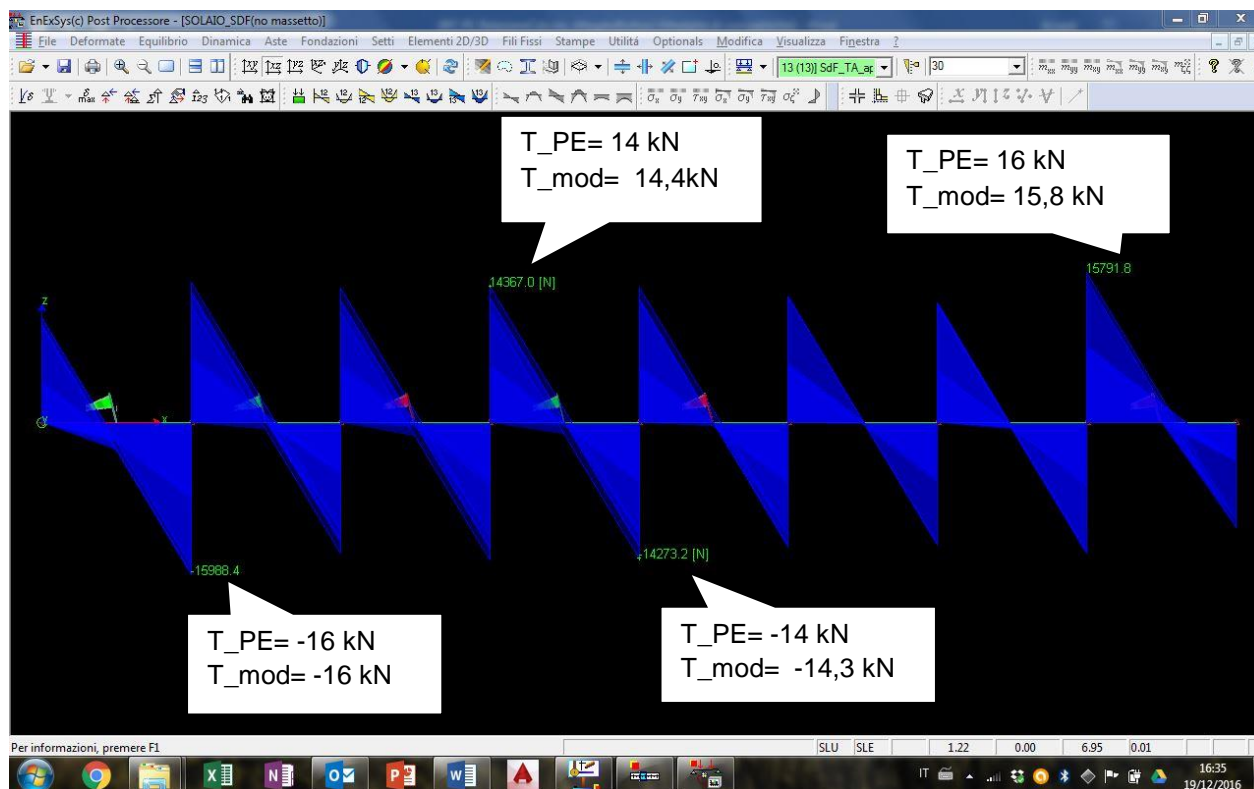


Figura 16 - Confronto tra taglio agente sul solaio riscontrato da relazione di calcolo PE e modello FEM utilizzato

6.2.2 Solaio tipo II – 2 campate

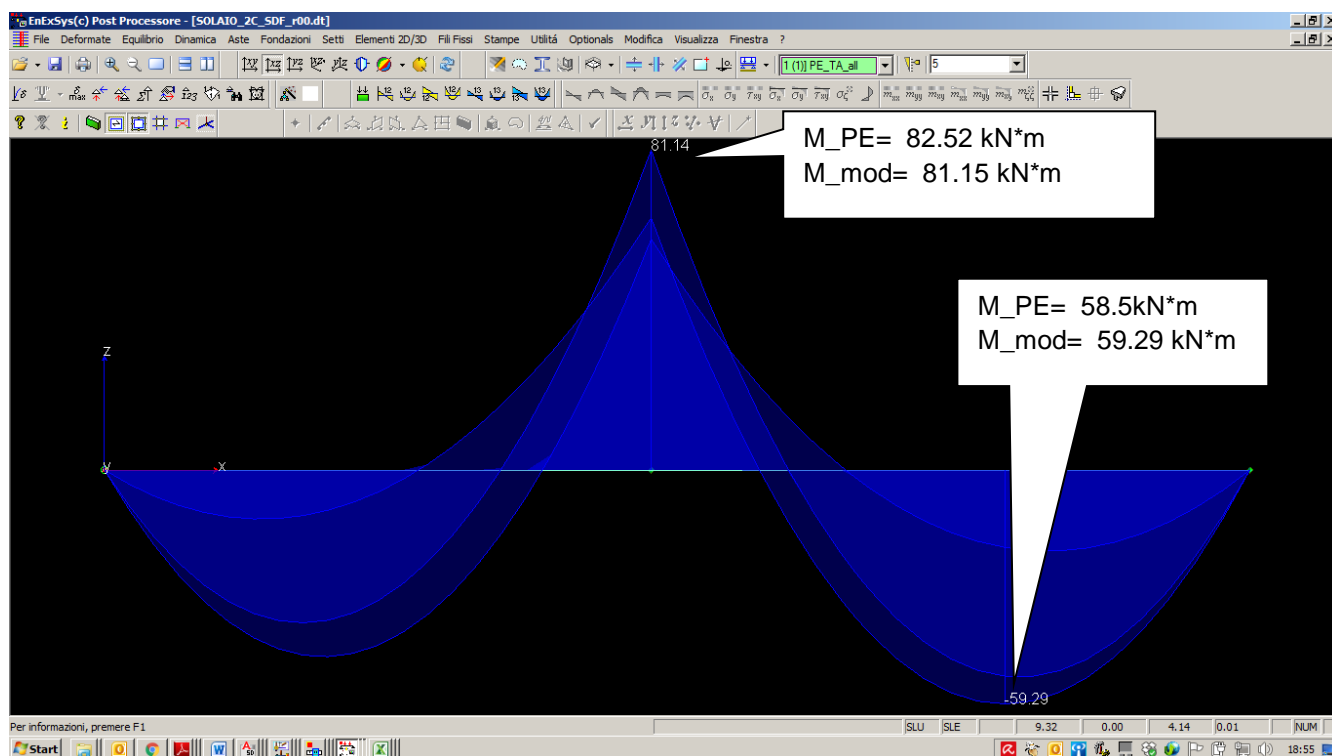


Figura 17 - Confronto tra momento agente sul solaio a 2 campate riscontrato da relazione di calcolo PE e modello FEM utilizzato

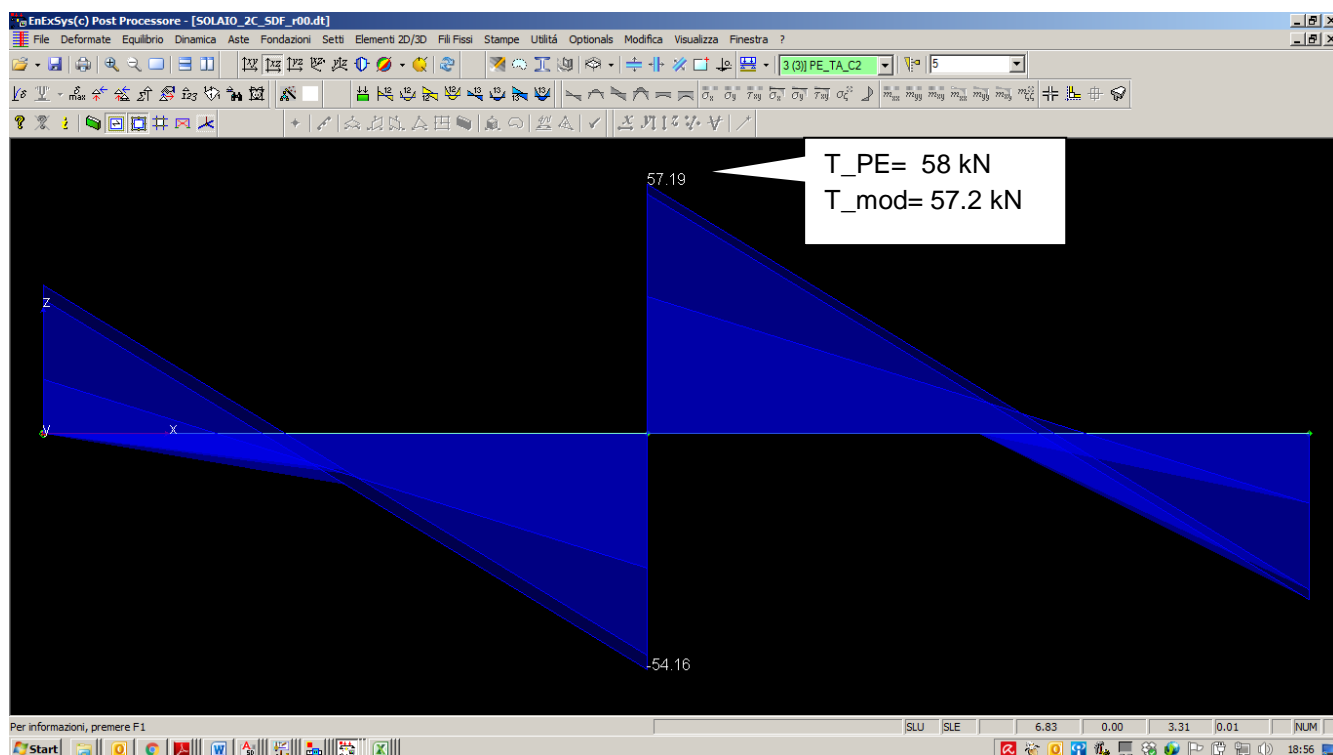


Figura 18 - Confronto tra taglio agente sul solaio a 2 campate riscontrato da relazione di calcolo PE e modello FEM utilizzato

6.2.3 Trave T2C (telaio tipo) – Secondo solaio

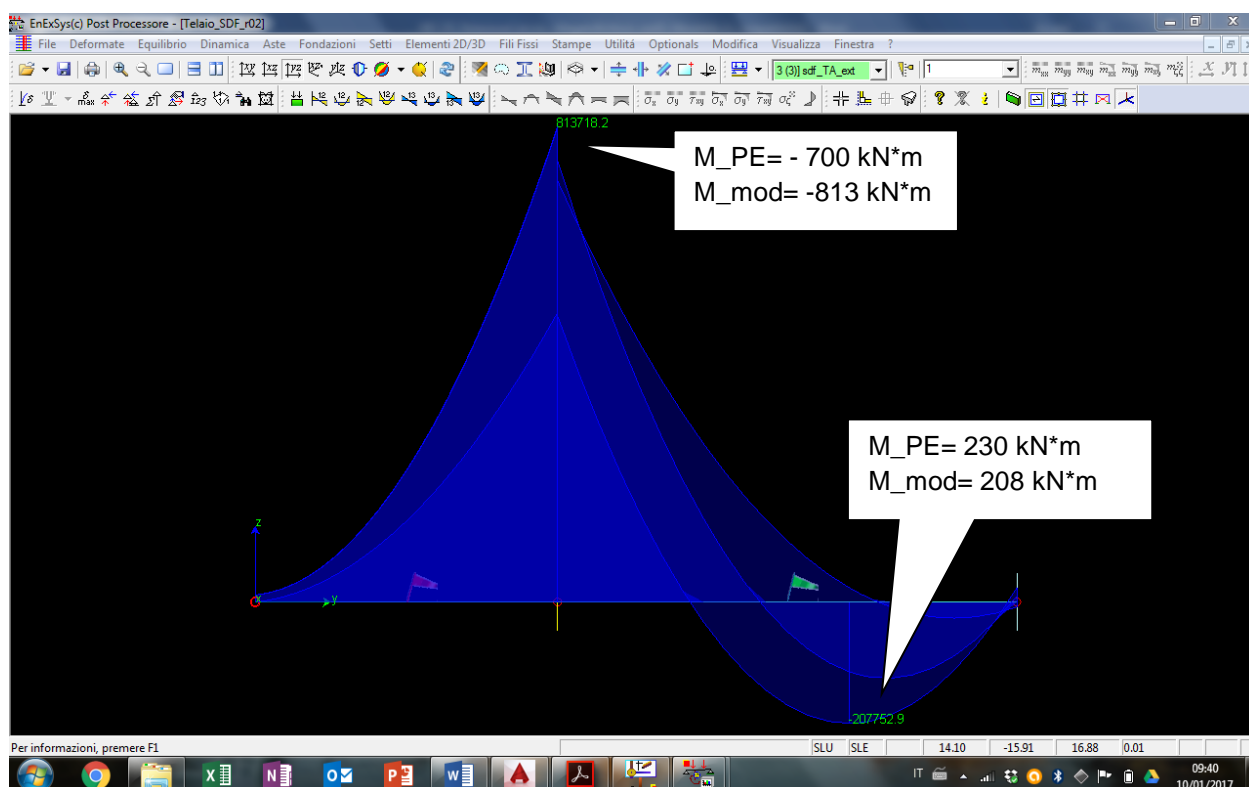


Figura 19 - Confronto tra momento agente sulla trave riscontrato da relazione di calcolo PE e modello FEM utilizzato

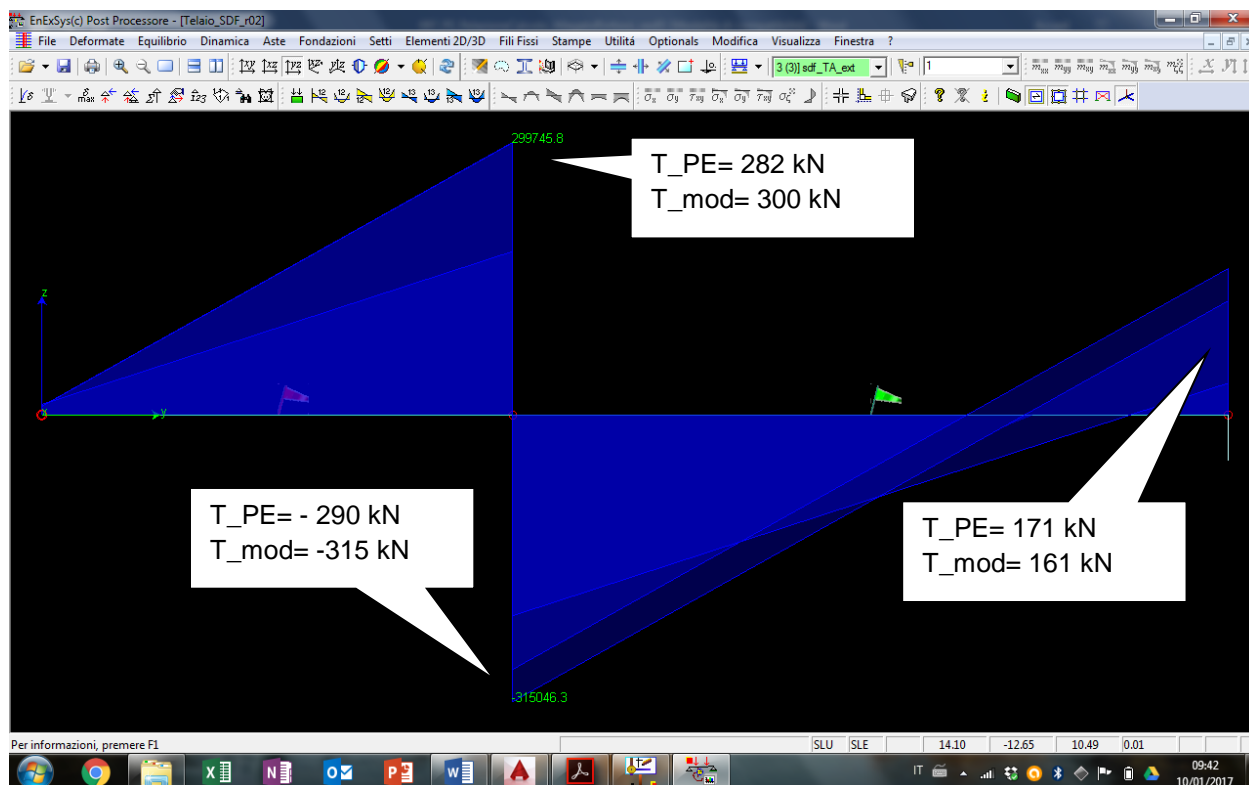


Figura 20 - Confronto tra taglio agente sulla trave riscontrato da relazione di calcolo PE e modello FEM utilizzato.

6.3 Combinazioni di carico

Sono state prese in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione Fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_2$$

dove:

- G_1 = pesi propri
- $\gamma_{G1} = 1.3$
- G_2 = carichi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1.3$
- Q_1 = carichi accidentali
- $\gamma_{Q1} = 1.5$

- Combinazione rara (SLE)

$$\gamma_{G1} + G_2 + Q_1$$

- Combinazione frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_1 + \psi_{21} Q_1$$

dove:

- $\psi_{11} = 0.7$ (categoria C)

- Combinazione quasi permanente (SLE)
 $G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_1$

dove:

- $\psi_{21} = 0.6$ (categoria C)

7. VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Il presente capitolo riporta le verifiche di resistenza strutturale condotte sugli elementi interessati dall'aumento dei carichi derivante dall'installazione delle nuove piste ghiaccio.

Per ogni tipologia di elemento (solaio, travi e pilastri) vengono identificate le sezioni critiche, in cui si evidenziano le maggiori sollecitazioni, e in ognuna di esse viene condotta la verifica a resistenza agli Stati Limite Ultimi statici nelle condizioni di carico relative allo stato di fatto e al progetto.

Qualora la verifica con i carichi di progetto non sia soddisfacente la sezione è soggetta a rinforzo in FRP (**Fiber Reinforced Polymers** o materiali fibrorinforzati a matrice polimerica) e si riporta quindi la verifica della sezione rinforzata.

7.1 Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza

Per la determinazione del fattore di confidenza per l'intervento in oggetto ci si avvale di quanto riportato in appendice C8A della circolare esplicativa delle norme tecniche per le costruzioni, in particolare nella tabella C8A.1.2.

Sulla base dei documenti a disposizione (cfr §2), delle indagini in situ (cfr. Allegato 10.1), si presuppone un **livello di conoscenza accurata (LC3)**, e di conseguenza un fattore di confidenza pari a **1.00**.

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> 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	1.00

7.2 Solaio tipo I h=23cm (8 campate)



Tabella 1 - Sezioni critiche di verifica Figura 21 del solaio a 8 campate

La posizione delle sezioni 3 e 4 è indicativa. Le verifiche, per queste due sezioni, sono state condotte nella generica campata (non estrema) maggiormente sollecitata.

Le verifiche vengono svolte per singola lastra di solaio avente larghezza 120cm e num. 3 tralicci resistenti di dimensioni 15x23cm ciascuno. Per le caratteristiche geometriche e le armature si faccia riferimento a quanto riportato in cap. 2.

7.2.1 Stato di fatto

7.2.1.1 Sollecitazioni

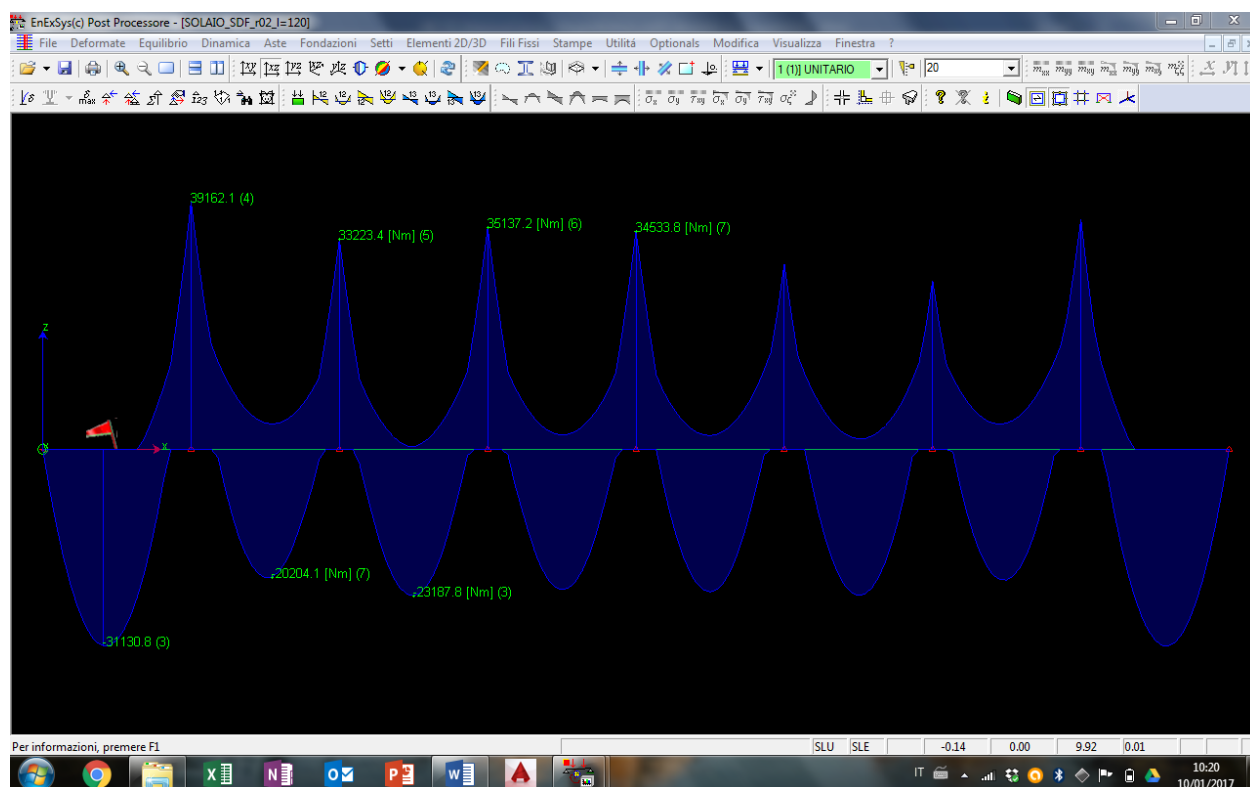


Figura 22 - SDF - Involuppo di momento flettente (valori espressi in Nm)

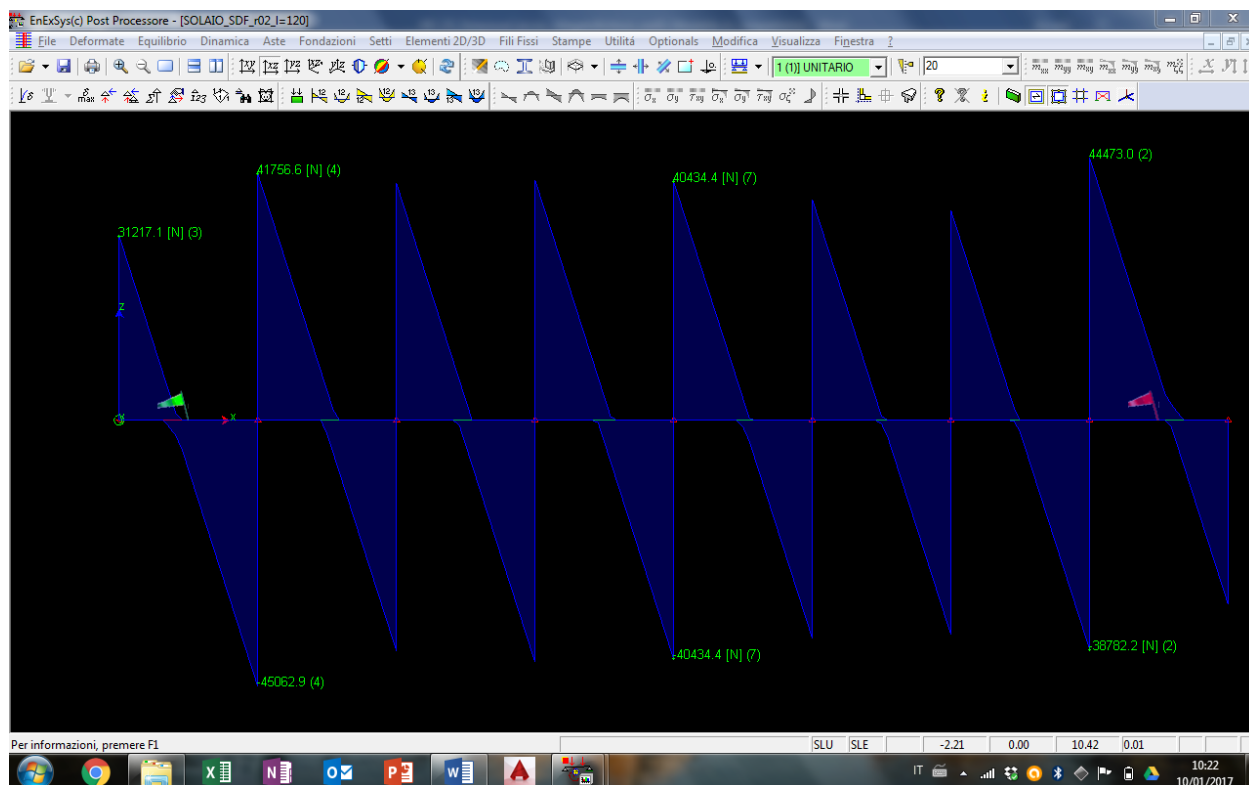
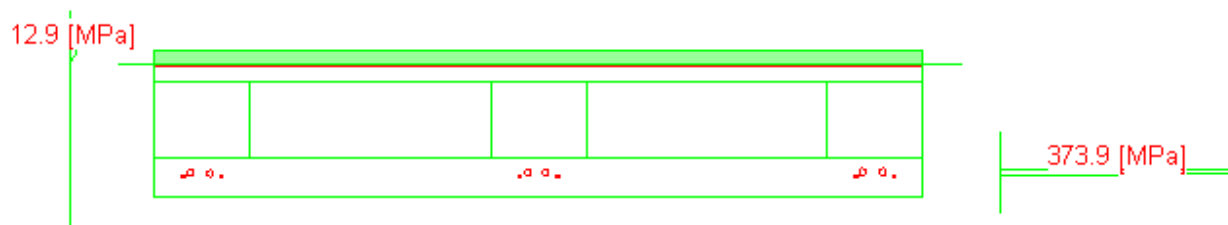


Figura 23 - SDF - Involuppo di taglio

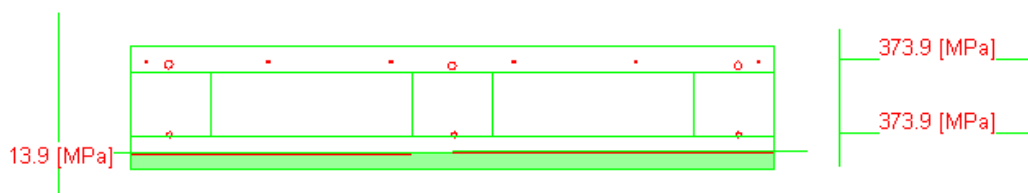
7.2.1.2 Verifiche

7.2.1.2.1 Sezione 1 – campata estrema - flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[N]
Mx	31130.0	40476.0	[Nm]
My	0.0	-0.0	[Nm]
Sd/Sr=0.77			

7.2.1.2.2 Sezione 2 – appoggio 1 – flessione



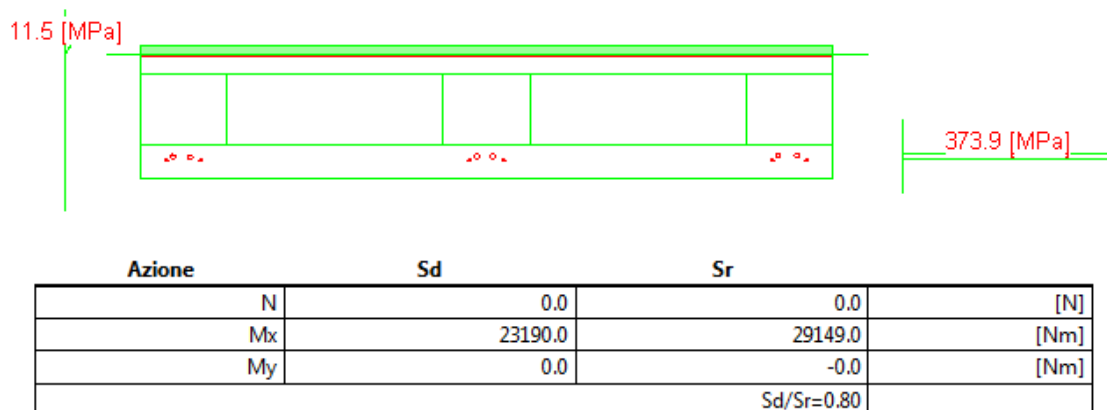
Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[N]
Mx	-39160.0	-44623.1	[Nm]
My	0.0	-0.0	[Nm]
Sd/Sr=0.88			

Figura 24. Si considera il copriferro come da Progetto Costruttivo

7.2.1.2.3 Sezione 2 – appoggio 1 – taglio

ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO			
INPUT			
K	-	2,000	2,000
d	mm	200	
b _w	mm	150	
A _{sl}	mm ²	193	armatura tesa
σ _{cp}		0	
ρ _l	-	0,006	< 0,02
f _{ck}	N/mm ²	24,9	
γ _c	-	1,50	
v _{min}		0,49	
V _{ed}	kN	13,68	Valore letto a filo trave + 10cm (singolo traliccio)
V _{Rd,min}	kN	14,82	$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$
V _{Rd,c}	kN	18,15	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$
V_{rd}	kN	18,15	NO ARMATURA A TAGLIO

7.2.1.2.4 Sezione 3 – campata generica – flessione



7.2.1.2.5 Sezione 4 – appoggio generico – flessione

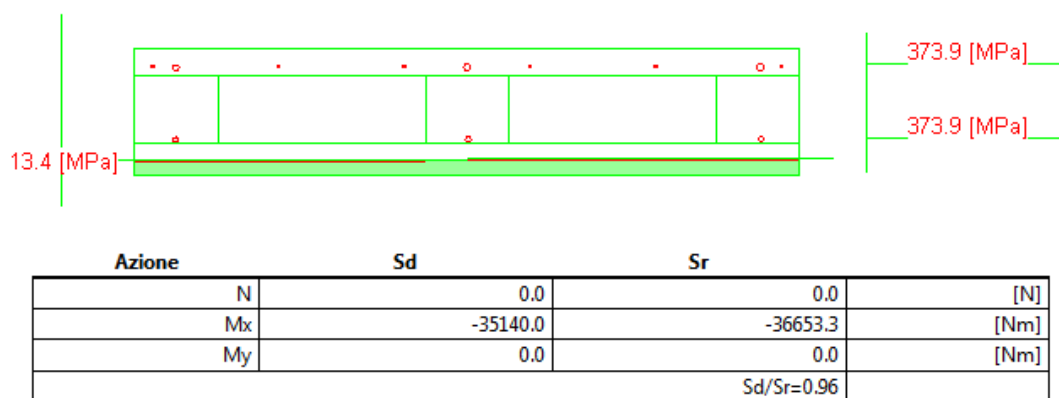


Figura 25. si considera il copriferro come da progetto costruttivo

7.2.1.2.6 Sezione 4 – appoggio generico – taglio

ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO				
INPUT				
K	-	2,000	2,000	
d	mm	200		
b _w	mm	150		
A _{sl}	mm ²	152		armatura tesa
σ _{cp}		0		
ρ _l	-	0,005		< 0,02
f _{ck}	N/mm ²	24,9		
γ _c	-	1,50		
v _{min}		0,49		
V _{ed}	kN	12,23		Valore letto a filo trave + 10cm (singolo traliccio)
V _{Rd,min}	kN	14,82		V _{Rd,min} = (0,035 k ^{3/2} (f _{ck}) ^{1/2})b d

V_{Rdc}	kN	16,76	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$
V_{Rd}	kN	16,76	NO ARMATURA A TAGLIO

7.2.2 Progetto

7.2.2.1 Sollecitazioni

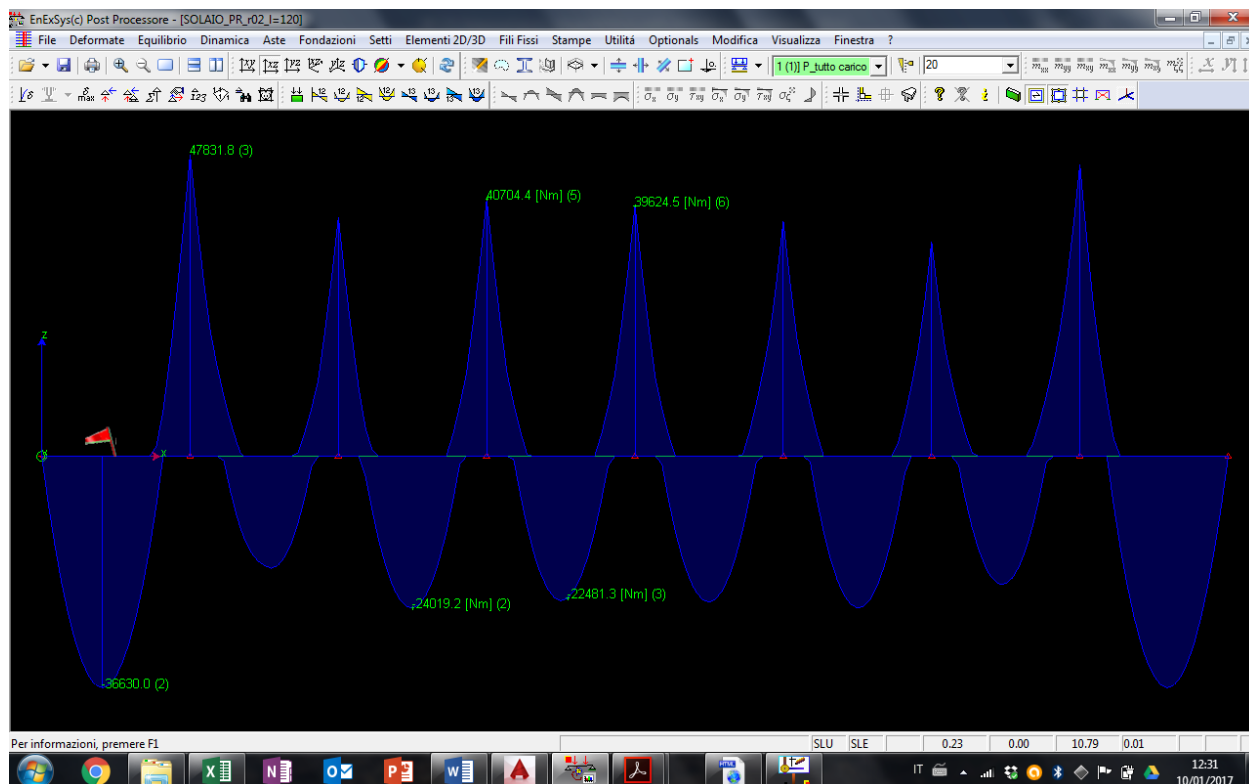


Figura 26 – PROGETTO – Involuppo di momento flettente

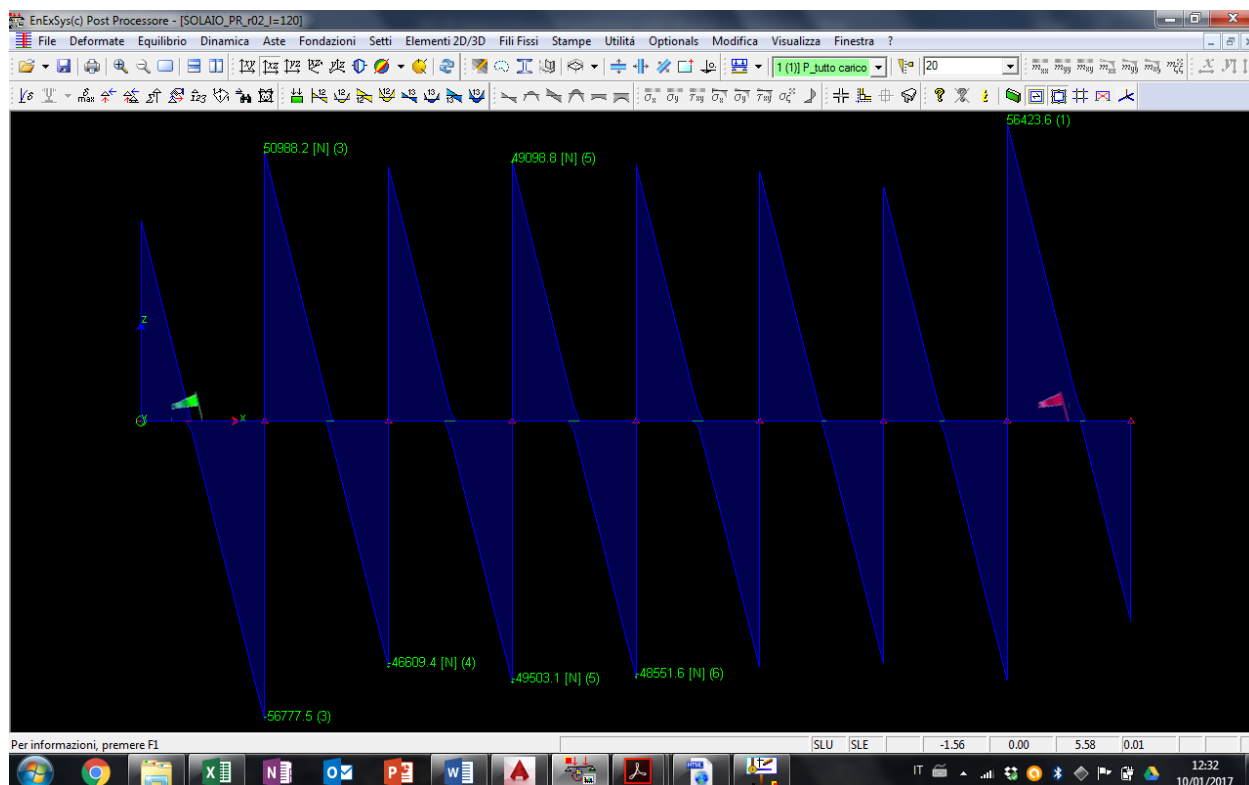


Figura 27 - PROGETTO - Involuppi di taglio

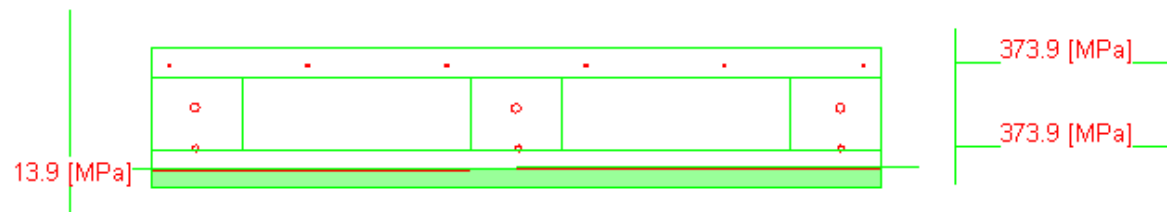
7.2.2.2 Verifiche

7.2.2.2.1 Sezione 1 – campata estrema – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[N]
Mx	36630.0	40476.0	[Nm]
My	0.0	0.0	[Nm]
Sd/Sr=0.90			

7.2.2.2.2 Sezione 2 – appoggio 1 – flessione

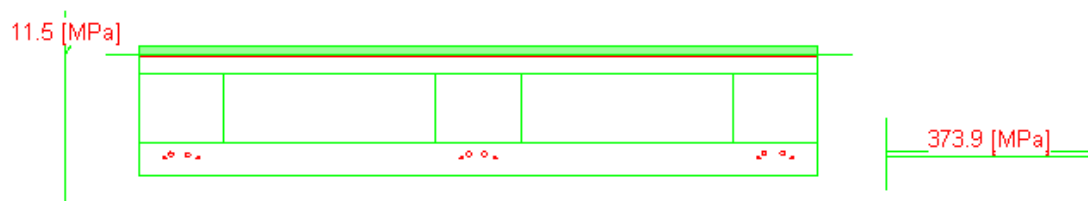


Azione	Sd	Sr	
N	0.00	0.00	[kN]
Mx	-47.83	-36.89	[kNm]
My	0.00	-0.00	[kNm]
Sd/Sr=1.30			

7.2.2.2.3 Sezione 2 – appoggio 1 – taglio

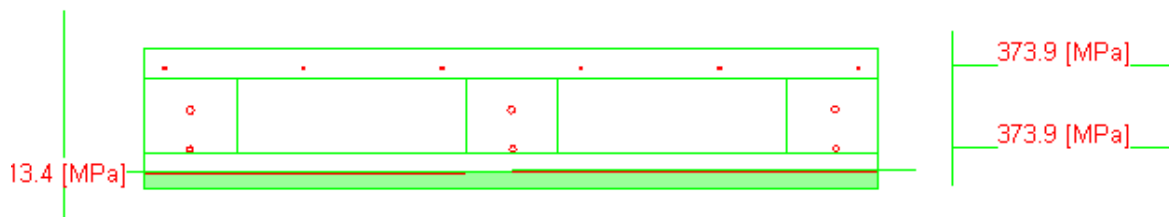
ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO				
INPUT				
K	-	2,000	2,000	
d	mm	200		
b _w	mm	150		
A _{sl}	mm ²	193		armatura tesa
σ _{cp}		0		
ρ _l	-	0,006		< 0,02
f _{ck}	N/mm ²	24,9		
γ _c	-	1,50		
v _{min}		0,49		
V _{ed}	kN	16,7		Valore letto a filo trave + 10cm (singolo traliccio)
V _{Rdmin}	kN	14,82		$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$
V _{Rdc}	kN	18,15		$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$
V _{rd}	kN	18,15		NO ARMATURA A TAGLIO

7.2.2.2.4 Sezione 3 – campata generica – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[N]
Mx	24020.0	29149.0	[Nm]
My	0.0	-0.0	[Nm]
Sd/Sr=0.82			

7.2.2.2.5 Sezione 4 – appoggio generico – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.00	-0.00	[kN]
Mx	-40.70	-31.74	[kNm]
My	0.00	-0.00	[kNm]
		Sd/Sr=1.28	

7.2.2.2.6 Sezione 4 – appoggio generico – taglio

ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO				
INPUT				
K	-	2,000	2,000	
d	mm	200		
b _w	mm	150		
A _{sl}	mm ²	152		armatura tesa
σ _{cp}		0		
ρ _l	-	0,005		< 0,02
f _{ck}	N/mm ²	24,9		
γ _c	-	1,50		
V _{min}		0,49		
V _{ed}	kN	14.23		Valore letto a filo trave + 10cm (singolo traliccio)
V _{Rd,min}	kN	14,82		$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$
V _{Rd,c}	kN	16,76		$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$
V_{rd}	kN	16,76		NO ARMATURA A TAGLIO

7.2.3 Confronti

VERIFICHE A FLESSIONE

	Sez. 1 (I° campata)	Sez. 2 (I° appoggio)	Sez. 3 (campata inter.)	Sez. 4 (appoggio int.)
Stato di Fatto	0,77	0,88	0,80	0,96
Progetto	0,90	1,30	0,82	1,28

Alla luce di quanto emerso dalle verifiche suddette, è necessario rinforzare il solaio a

estradosso in corrispondenza degli appoggi sulle travi in c.a. 50x100cm.

7.2.4 Verifiche sezioni rinforzate

La sezione resistente è rinforzata attraverso lamine pultruse in fibre di carbonio. Si prevede l'inserimento di num. 3 lamine per lastra di larghezza 120 cm (in corrispondenza di ogni traliccio resistente), aventi larghezza pari a 100mm e spessore 1.4mm.

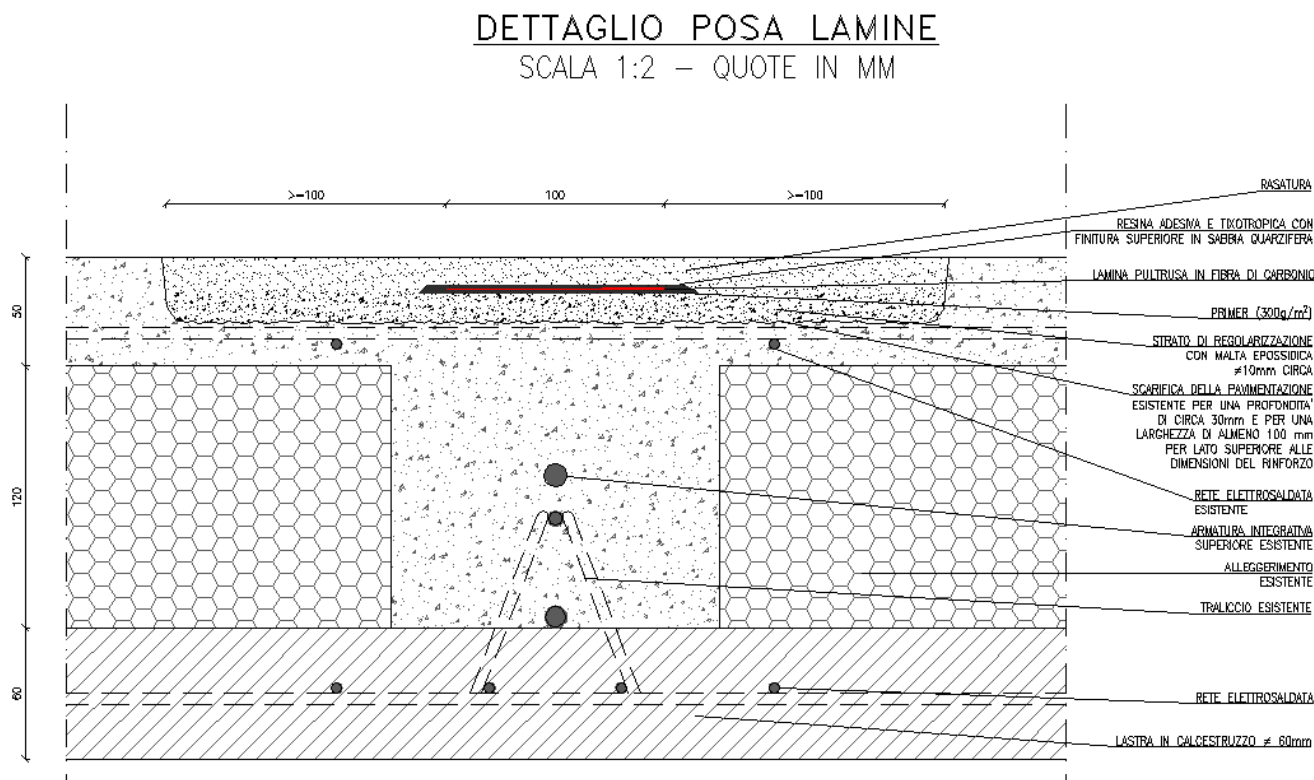


Figura 28. Rinforzo tipico solaio h=23cm

7.2.4.1 Solaio appoggio 1

Momento flettente agente $M_0 = 11.9 \text{ kNm}$

(momento dovuto ai pesi propri e permanenti al momento del rinforzo)

Momento flettente agente $M_1 = 47.83 \text{ kNm}$

(massimo momento agente di progetto)

Momento resistente $M_{r,0} = 37 \text{ kNm}$

(sezione non rinforzata)

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	3100 MPa
ε caratteristica di rottura, ε_{fk}	0.018
Modulo elastico	170000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t_f)	1.400 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP ($\gamma_{f,d}$)	1.35
Coefficiente parziale del materiale (γ_f)	1.10
Fattore di conversione ambientale (η_a)	0.95
σ calcolo, $f_{f,d}$	2181 MPa

Larghezza rinforzo (b_f)	300 mm
N° strati rinforzo (n)	1
Coefficiente per condizione di carico (k_q)	Carico distribuito ▼

k_b	1.00
k_G	0.023
b_f / b	0.67
$f_{fdd,2}$ Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	350 MPa
$\varepsilon_{f,dd}$ Deformazione max di distacco FRP	0.00206
ε_0 lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00076
$\varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$	0.00105
Γ_{fd} Energia specifica di frattura	0.211 MPa
f_{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	1.69 MPa
l_{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	235.9 mm
f_{fdd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	168 MPa
ε calcolo, ε_{fd}	0.00206

Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo (y_c , M_u)									
E' una procedura iterativa in cui si ipotizza un valore per y_c e si verifica che corrisponda $N_u=0$ (rottura in flessione semplice)									
y_c mm	regione	ψ ad.	λ ad.	σ'_s MPa	σ_s MPa	σ_f MPa	Risolvi	eq. Traslazione	M_{Rd} kN m
26.94	1	0.80	0.416	0.00	373.00	349.64		0.00	56.04

ε_c	0.00051
ε'_s	-0.00065
ε_s	0.00166
ε_{frp}	0.00206

$M_1 / M_{rd,rinf} = 0.85 \leq 1$ **VERIFICATO**

$M_{rd,rinf} \approx 1.5 \cdot M_0$ **OK**

Si considera una lunghezza della lamina pari a $2000 \text{ mm} \geq 2 \cdot l_{\min} + 2 \cdot l_{\text{ed}} \approx 1100 \text{ mm}$, dove l_{\min} è pari alla distanza da asse trave tale per cui $M_{\text{rd},0} > M_{1,x}$

7.2.4.2 Solaio appoggio generico

Momento flettente agente $M_0 = 9.6 \text{ kNm}$

(momento dovuto ai pesi propri e permanenti al momento del rinforzo)

Momento flettente agente $M_1 = 40.70 \text{ kNm}$

(massimo momento agente di progetto)

Momento resistente $M_{r,0} = 31.9 \text{ kNm}$

(sezione non rinforzata)

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	3100 MPa
ε caratteristica di rottura, ε_{fk}	0.018
Modulo elastico	170000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t_f)	1.400 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP ($\gamma_{f,d}$)	1.35
Coefficiente parziale del materiale (γ_f)	1.10
Fattore di conversione ambientale (η_a)	0.95
σ calcolo, $f_{f,d}$	2181 MPa
Larghezza rinforzo (b_f)	300 mm
N° strati rinforzo (n)	1
Coefficiente per condizione di carico (k_q)	Carico distribuito ▼
k_b	1.00
k_G	0.023
b_f / b	0.67
$f_{fdd,2}$ Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	350 MPa
$\varepsilon_{f,dd}$ Deformazione max di distacco FRP	0.00206
ε_0 lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00094
$\varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$	0.00087
Γ_{fd} Energia specifica di frattura	0.211 MPa
f_{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	1.69 MPa
l_{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	235.9 mm
f_{fdd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	168 MPa
ε calcolo, ε_{fd}	0.00206

y_e	regione	ψ	λ	σ'_s	σ_s	σ_f	Risolvi	eq. Traslazione	M_{Rd}
mm		ad.	ad.	MPa	MPa	MPa			kN m
23.08	1	0.80	0.416	0.00	373.00	349.64		0.00	48.87

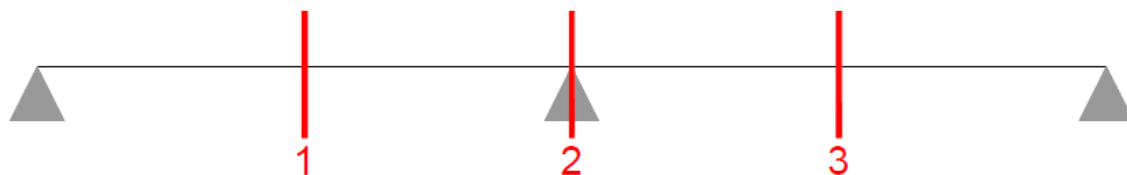
ε_c	0.00046
ε'_s	-0.00089
ε_s	0.00164
ε_{fip}	0.00206

$M_1 / M_{rd,rinf} = 0.83 \leq 1$ **VERIFICATO**

$M_{rd,rinf} \approx 1.5 \cdot M_0$ **OK**

Si considera una lunghezza della lamina pari a 2000 mm $\geq 2 \cdot l_{min} + 2 \cdot l_{ed} \approx 1100$ mm, dove l_{min} è pari alla distanza da asse trave tale per cui $M_{rd,0} > M_{1,x}$

7.3 Solaio tipo II h=32cm (2 campate)



La posizione delle sezioni 1 e 3 è indicativa. La verifica è stata condotta sulla sezione soggetta alle maggiori sollecitazioni.

Le verifiche vengono svolte per singola lastra di solaio avente larghezza 120cm e num. 3 tralicci resistenti di larghezza 15cm ciascuno. Per le caratteristiche geometriche e le armature si faccia riferimento a quanto riportato in cap. 2.

7.3.1 Stato di fatto

7.3.1.1 Sollecitazioni

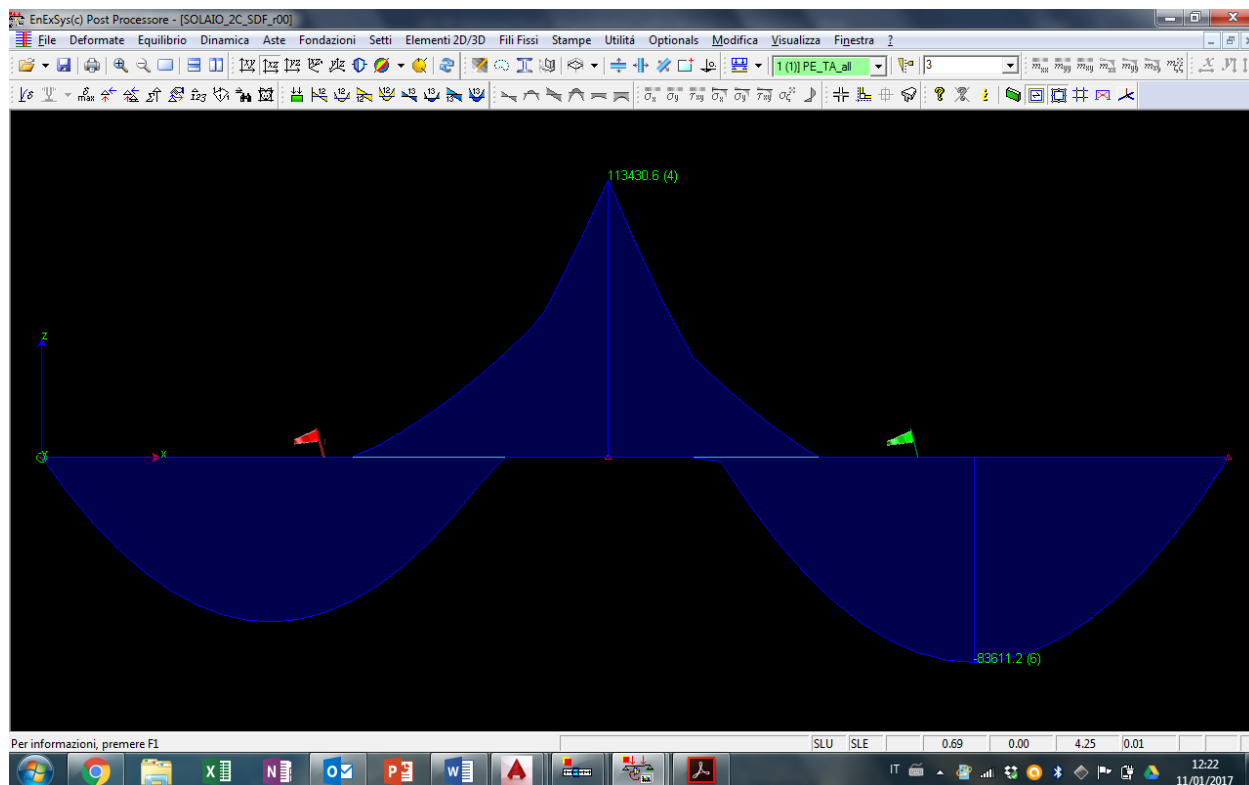


Figura 29 - SDF - Involuppo di momento flettente

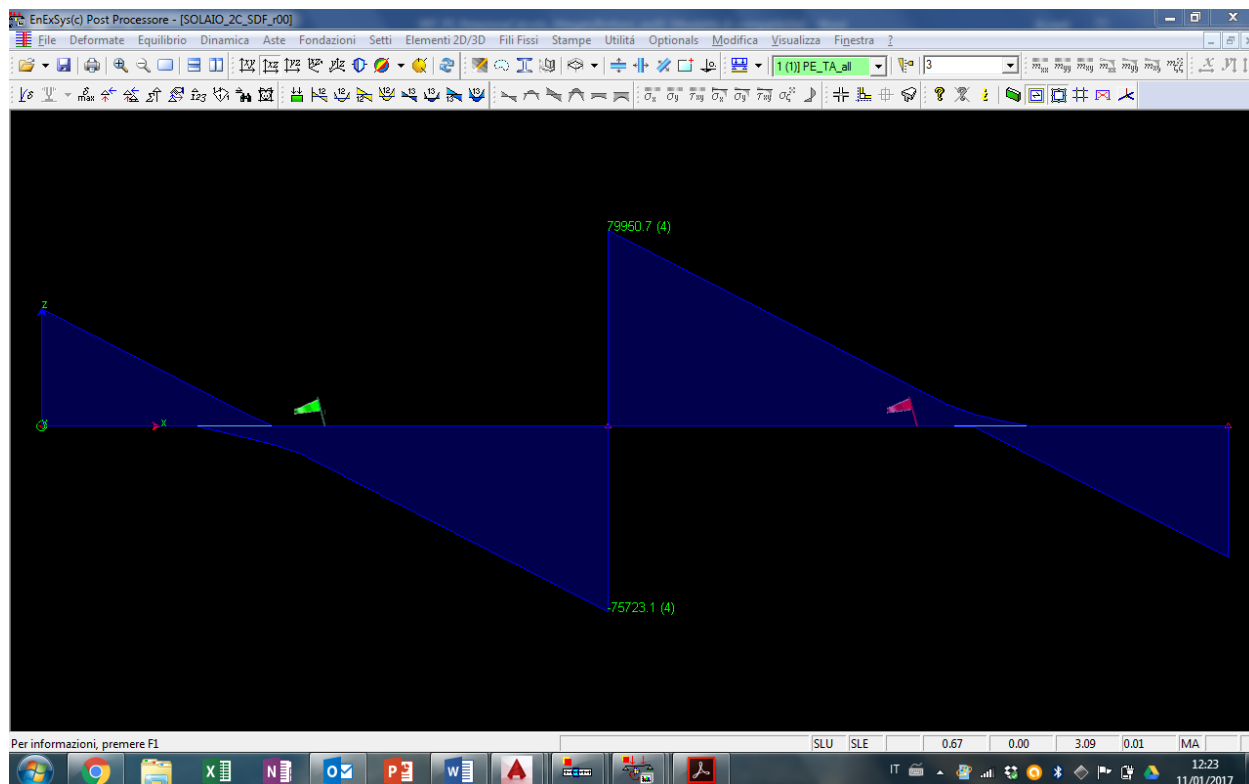
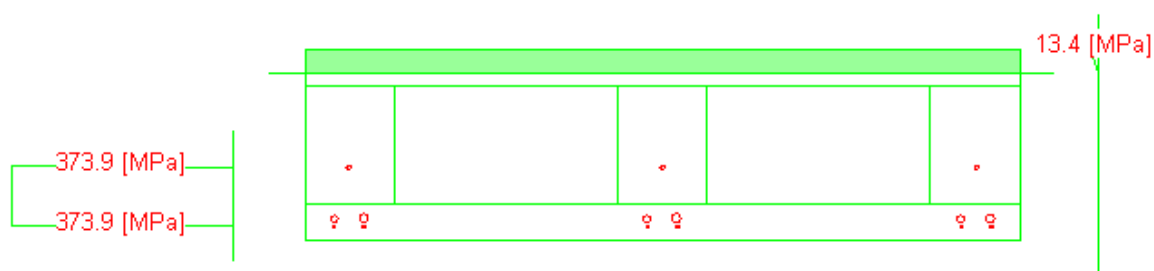


Figura 30 - SDF - Involuppo di taglio

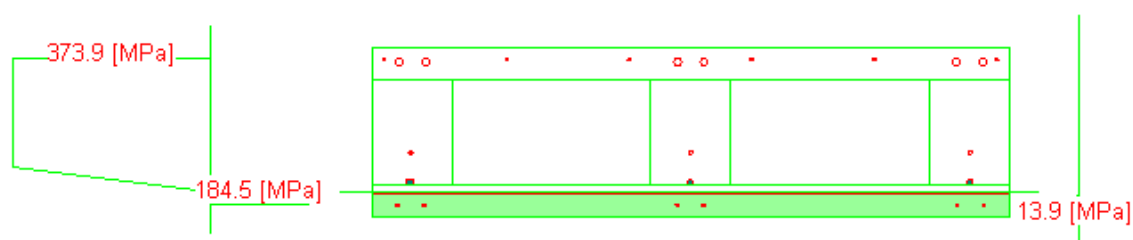
7.3.1.2 Verifiche

7.3.1.2.1 Sezione 1 – campata 1 – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.0	-0.0	[N]
Mx	67070.0	100951.8	[Nm]
My	0.0	-0.0	[Nm]
Sd/Sr=0.66			

7.3.1.2.2 Sezione 2 – appoggio – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[N]
Mx	-113430.0	-115380.2	[Nm]
My	0.0	-0.0	[Nm]
Sd/Sr=0.98			

7.3.1.2.3 Sezione 2 – appoggio – taglio

La sollecitazione di taglio, sulla sezione a filo trave, è pari a 96,7 kN, agente sul solaio di larghezza 120 cm.

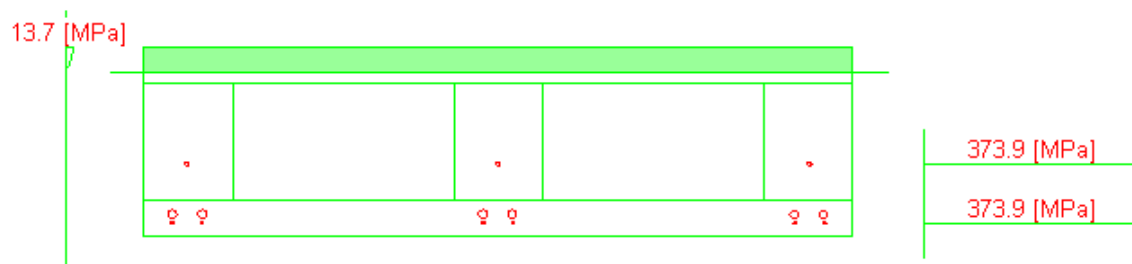
La verifica viene condotta sul singolo travetto di solaio.

$$V_{Ed} = 69,7/3 = 23,3 \text{ kN}$$

ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO				
INPUT				
K	-	1,830	1,830	
d	mm	290		
b _w	mm	150		
A _{sl}	mm ²	347		armatura tesa

σ_{cp}		0	
ρ_l	-	0,008	< 0,02
f_{ck}	N/mm ²	24,9	
γ_c	-	1,50	
V_{min}		0,43	
V_{ed}	kN	23,3	Valore letto a filo trave + 20cm (singolo travetto)
V_{Rdmin}	kN	18,81	$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$
V_{Rdc}	kN	25,88	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$
V_{rd}	kN	25,88	NO ARMATURA A TAGLIO

7.3.1.2.4 Sezione 3 – campata – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[N]
Mx	83610.0	112566.5	[Nm]
My	0.0	-0.0	[Nm]
Sd/Sr=0.74			

7.3.2 Progetto

7.3.2.1 Sollecitazioni

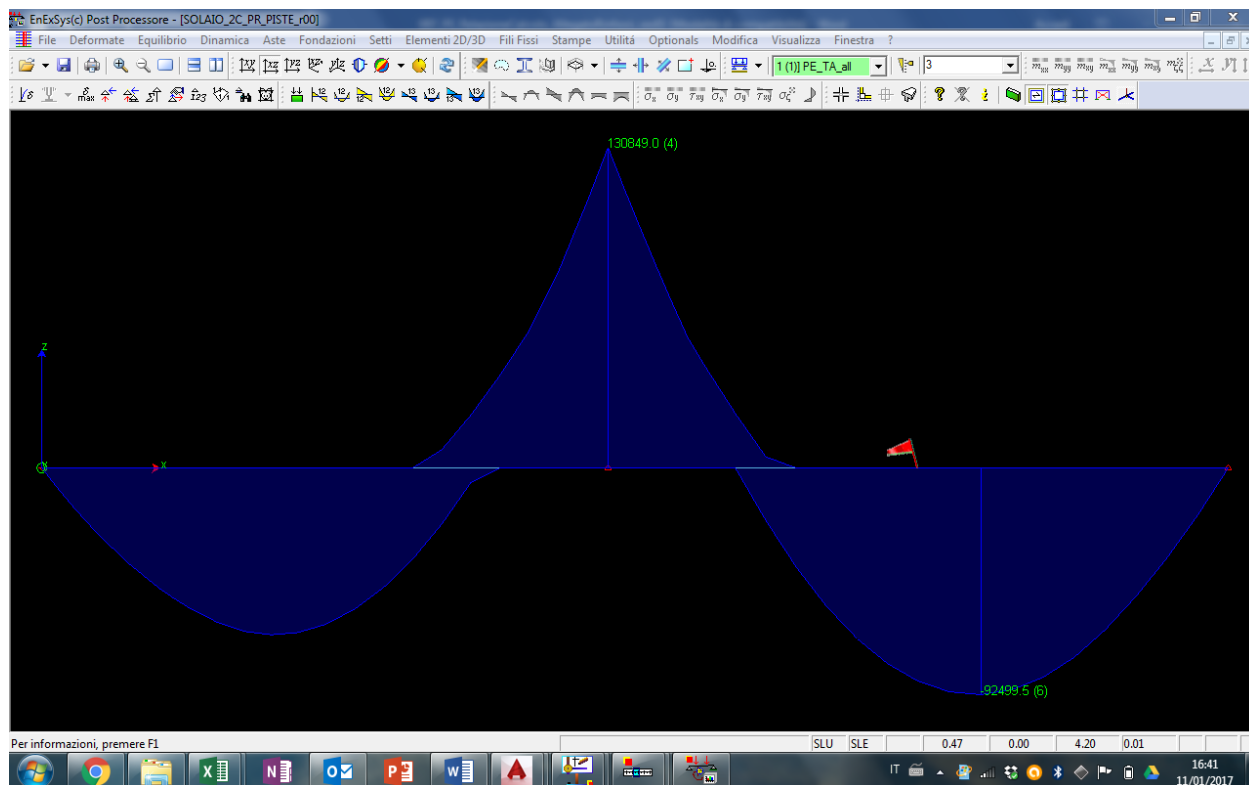


Figura 31 - PROGETTO - Involuppo momento flettente

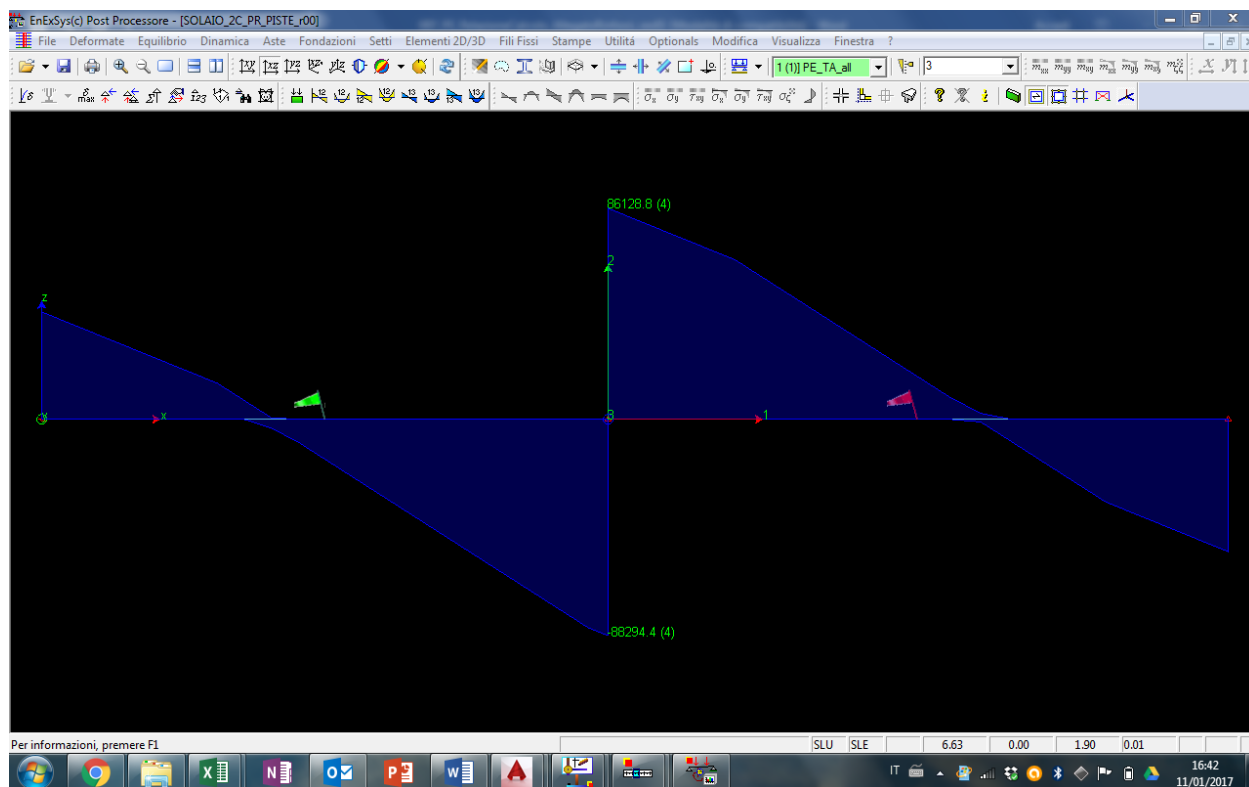
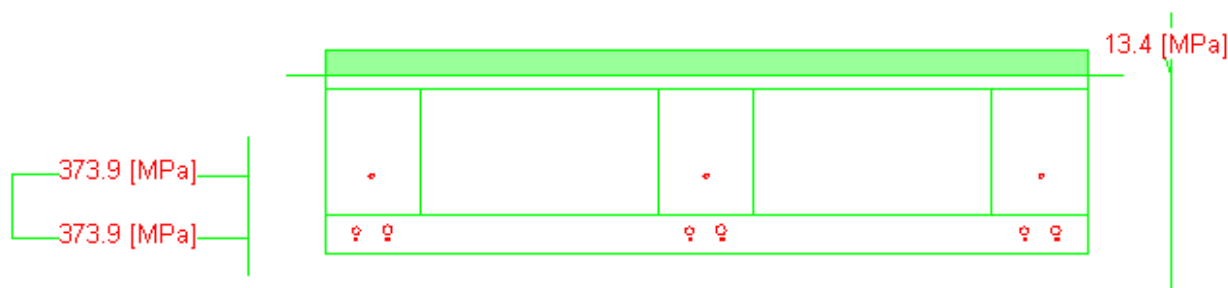


Figura 32 - PROGETTO - Involuppo taglio (valori in N)

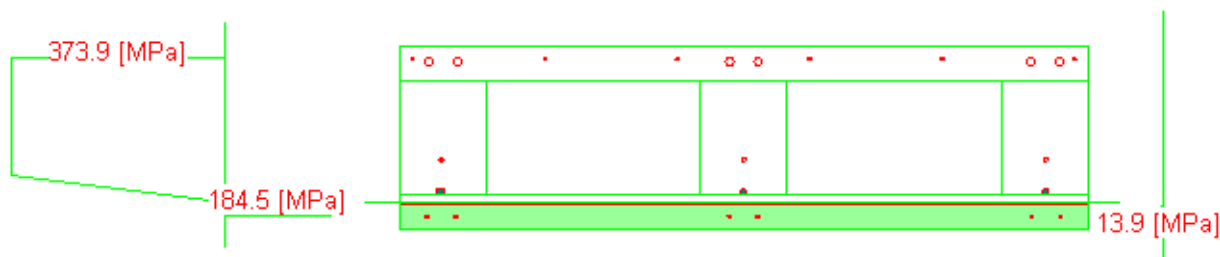
7.3.2.2 Verifiche

7.3.2.2.1 Sezione 1 – campata 1 – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[N]
Mx	68090.0	100951.8	[Nm]
My	0.0	0.0	[Nm]
Sd/Sr=0.67			

7.3.2.2.2 Sezione 2 – appoggio – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.0	-0.0	[N]
Mx	-130850.0	-115380.2	[Nm]
My	0.0	0.0	[Nm]
Sd/Sr=1.13			

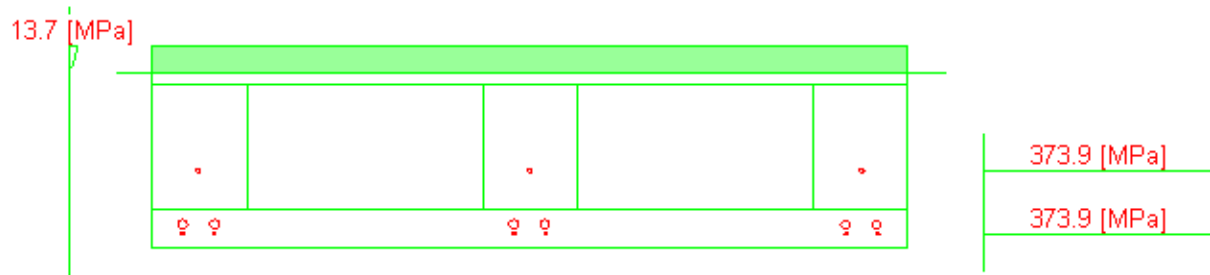
7.3.2.2.3 Sezione 2 – appoggio – taglio

Si considera la sollecitazione di taglio agente sulla prima sezione con gli alleggerimenti delle lastre di solaio, a 80 cm dalla mezzeria della trave (60+20 cm).

$$V_{Ed} = 77/3 = 25,6 \text{ kN}$$

ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO				
INPUT				
K	-	1,830	1,830	
d	mm	290		
b _w	mm	150		
A _{sl}	mm ²	347	armatura tesa	
σ _{cp}		0		
ρ _l	-	0,008	< 0,02	
f _{ck}	N/mm ²	24,9		
γ _c	-	1,50		
V _{min}		0,43		
V _{Ed}	kN	25,6	Valore letto a filo trave + 20cm (singolo travetto)	
V _{Rdmin}	kN	18,81	V _{Rd,min} = (0,035 k ^{3/2} (f _{ck}) ^{1/2})b d	
V _{Rdc}	kN	25,88	V _{Rd,c} = C _{Rd,c} k (100 ρ _l f _{ck}) ^{1/3} b d	
V_{Rd}	kN	25,88	NO ARMATURA A TAGLIO	

7.3.2.2.4 Sezione 3 – campata 2 – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.0	0.0	[N]
Mx	92500.0	112566.5	[Nm]
My	0.0	0.0	[Nm]
Sd/Sr=0.82			

7.3.3 Confronti

VERIFICHE A FLESSIONE

	Sez. 1 (I° campata)	Sez. 2 (appoggio)	Sez. 3 (II° campata)
Stato di Fatto	0,66	0,98	0,74
Progetto	0,67	1,13	0,82

7.3.4 Verifiche sezioni rinforzate

La sezione resistente è rinforzata attraverso lamine pultruse in fibre di carbonio. Si prevede l'inserimento di num. 3 lamine per lastra di larghezza 120 cm (in corrispondenza di ogni traliccio resistente), aventi larghezza pari a 100mm e spessore 1.4mm.

7.3.4.1 Solaio appoggio

Momento flettente agente $M_0 = 41.36$ kNm

(momento dovuto ai pesi propri e permanenti al momento del rinforzo)

Momento flettente agente $M_1 = 130.9$ kNm

(massimo momento agente di progetto)

Momento resistente $M_{r,0} = 115.4$ kNm

(sezione non rinforzata)

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	3100 MPa
ε caratteristica di rottura, ε_{fk}	0.018
Modulo elastico	170000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t_f)	1.400 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP ($\gamma_{f,d}$)	1.35
Coefficiente parziale del materiale (γ_f)	1.10
Fattore di conversione ambientale (η_a)	0.95
σ calcolo, $f_{f,d}$	2181 MPa

Larghezza rinforzo (b_f)	300 mm
N° strati rinforzo (n)	1
Coefficiente per condizione di carico (k_q)	Carico distribuito ▼

k_b	1.00
k_G	0.023
b_f / b	0.67
$f_{fd,2}$ Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	350 MPa
$\varepsilon_{f,dd}$ Deformazione max di distacco FRP	0.00206
ε_0 lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00054
$\varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$	0.00127
Γ_{fd} Energia specifica di frattura	0.211 MPa
f_{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	1.69 MPa
l_{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	235.9 mm
f_{fd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	168 MPa
ε calcolo, ε_{fd}	0.00206

Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo (y_c , M_u)									
E' una procedura iterativa in cui si ipotizza un valore per y_c e si verifica che corrisponda $N_u=0$ (rottura in flessione semplice)									
y_c mm	regione	ψ ad.	λ ad.	σ'_s MPa	σ_s MPa	σ_f MPa	Risolvi	eq. Traslazione	M_{Rd} kN m
46.04	1	0.80	0.416	-29.33	373.00	349.64		0.00	136.25

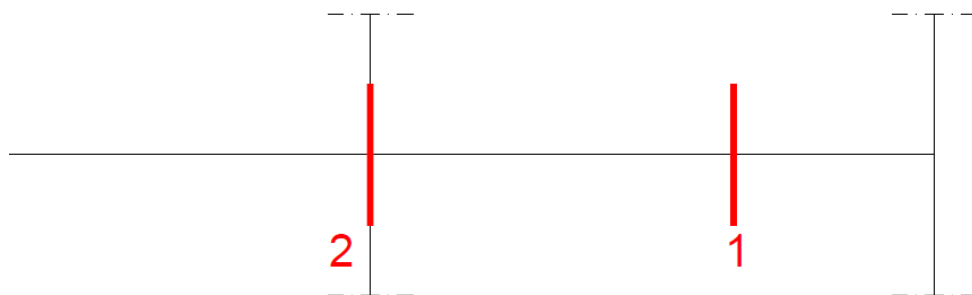
ε_c	0.00059
ε'_s	-0.00006
ε_s	0.00195
ε_{frp}	0.00206

$M_1 / M_{rd,rinf} = 0.96 \leq 1$ **VERIFICATO**

$M_{rd,rinf} \leq 1.5 \cdot M_0$ **OK**

Si considera una lunghezza della lamina pari a $2000 \text{ mm} \geq 2 \cdot l_{\min} + 2 \cdot l_{\text{ed}} \approx 1100 \text{ mm}$, dove l_{\min} è pari alla distanza da asse trave tale per cui $M_{\text{rd},0} > M_{1,x}$.

7.4 Travi di telaio ribassate 50x100cm



La posizione della sezione 1 è da ritenersi indicativa. La verifica è stata condotta nella sezione con il massimo momento positivo agente (momento in campata).

Per le caratteristiche geometriche e le armature si faccia riferimento a quanto riportato in cap. 2.

7.4.1 Stato di fatto

7.4.1.1 Sollecitazioni

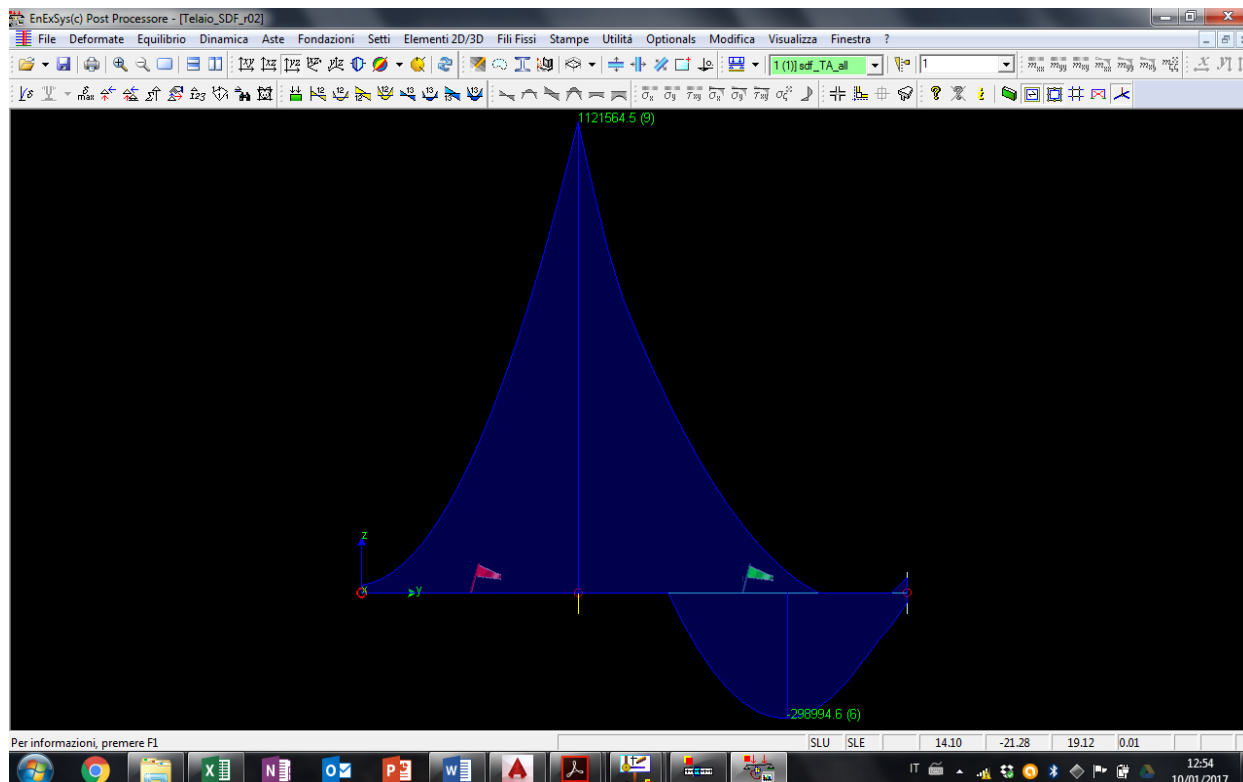


Figura 33 - SDF - Involuppo momento flettente (valori espressi in Nm)

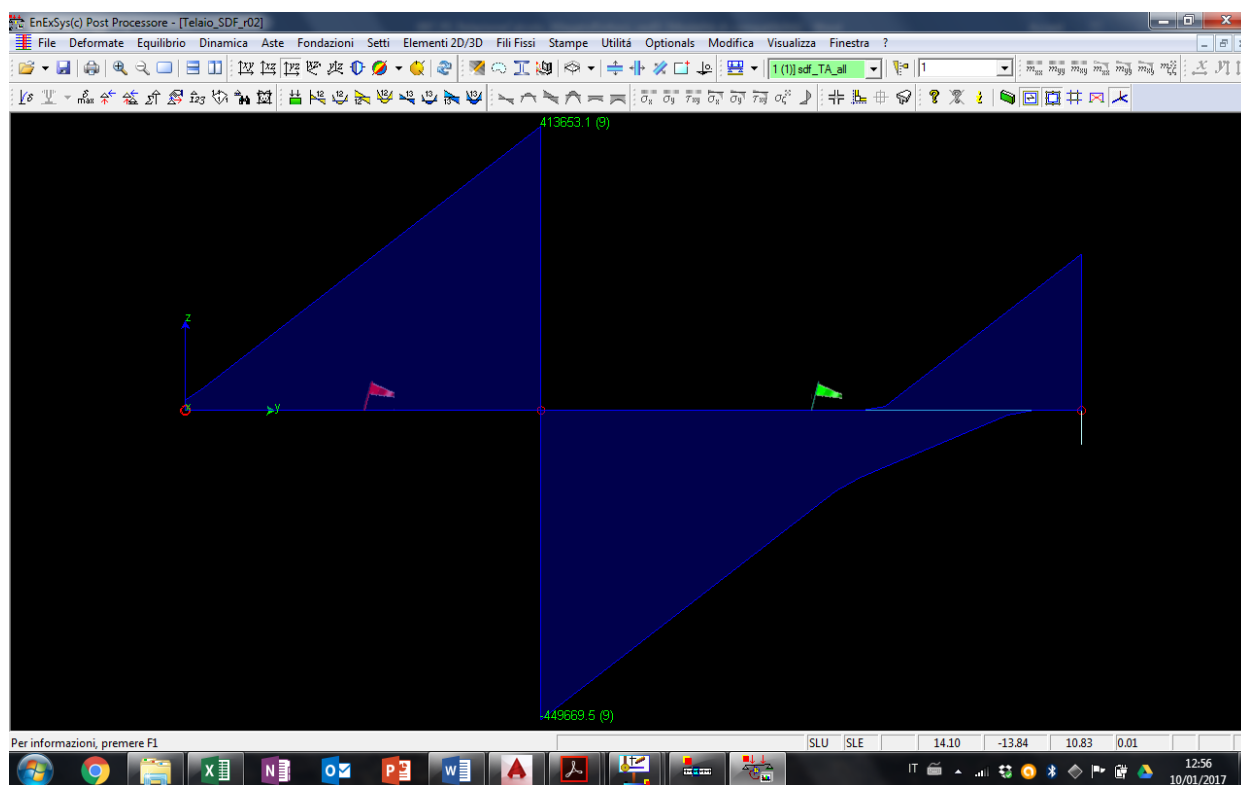
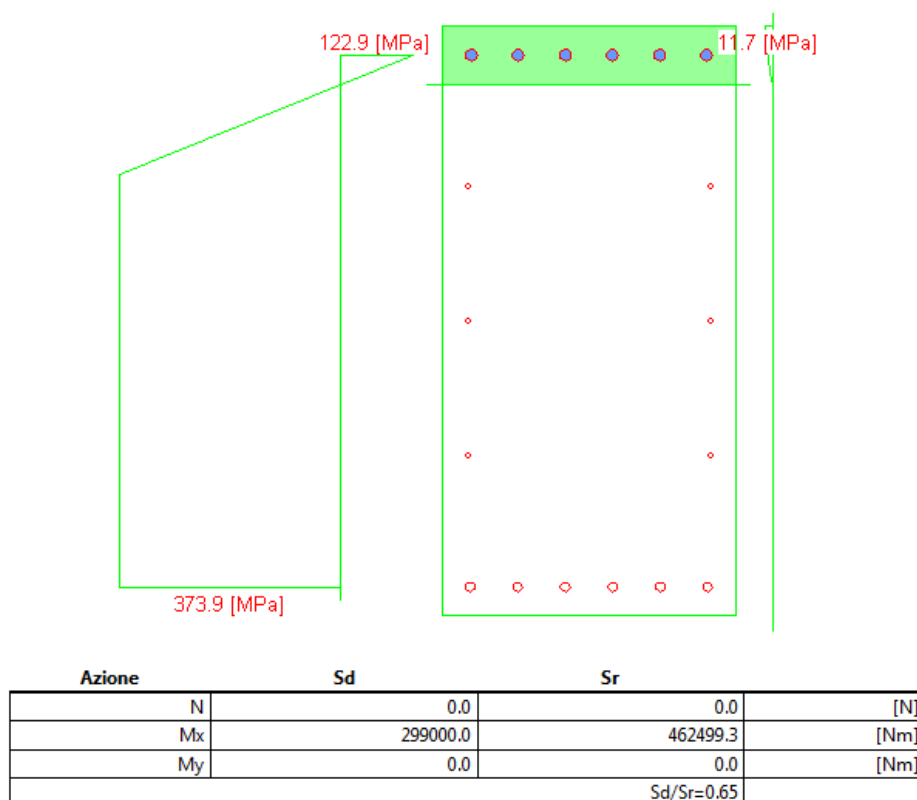


Figura 34 - SDF - Involuppo taglio (valori espressi in N)

7.4.1.2 Verifiche

7.4.1.2.1 Sezione 1 – campata – flessione



7.4.1.2.2 Sezione 2 – appoggio – flessione

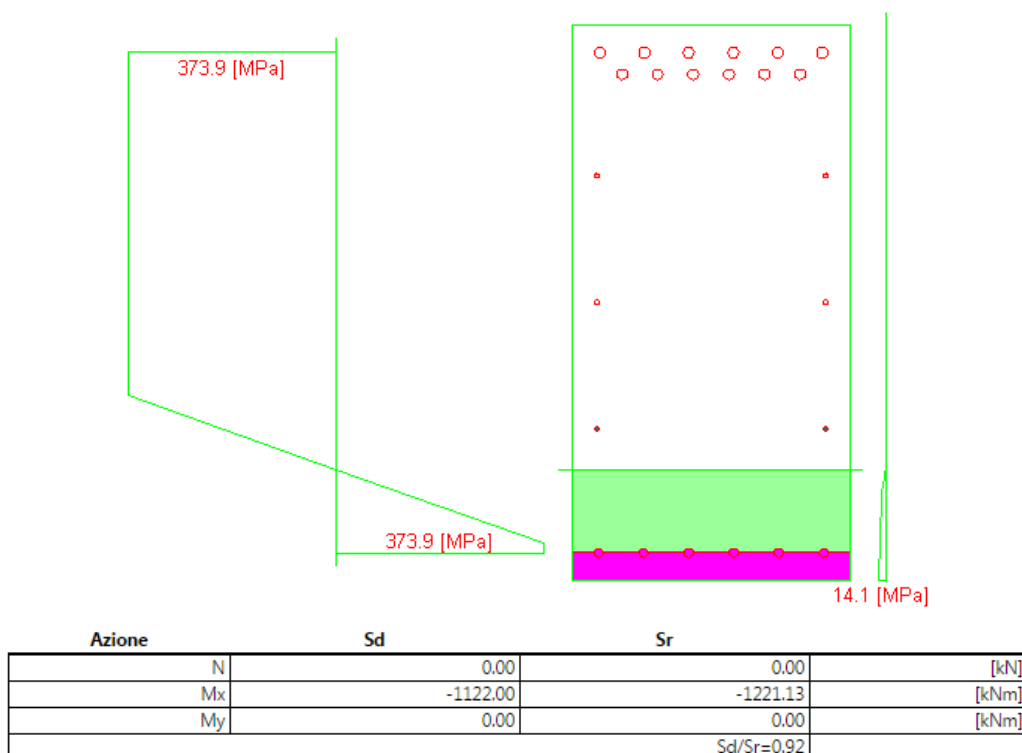


Figura 35. Copriferro come da Progetto Esecutivo

7.4.1.2.3 Sezione 2 – appoggio – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24,9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14,11	
f_{ctd}	N/mm ²	1,19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373,91	
Altezza trave H	mm	1000	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	40	
Larghezza B	mm	500	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	190	
n°braccia (H)		4	
diametro (H)	mm	12	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
$A_{sw} (H)$	mm ²	452,39	
passo staffe (B)	mm	190	
n°braccia (B)		2	
diametro (B)	mm	12	
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
$A_{sw} (H)$	mm ²	226,19	
v_1		0,6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1,00	
$\tan\theta$		1,00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	450	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	769,21	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	184,29	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	1523,88	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	1460,39	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1693,20	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1622,65	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	769,21	VERIFICATO

taglio resistente lungo B $V_{rd, B}$

kN 184,29

VERIFICATO

7.4.2 Progetto

7.4.2.1 Sollecitazioni

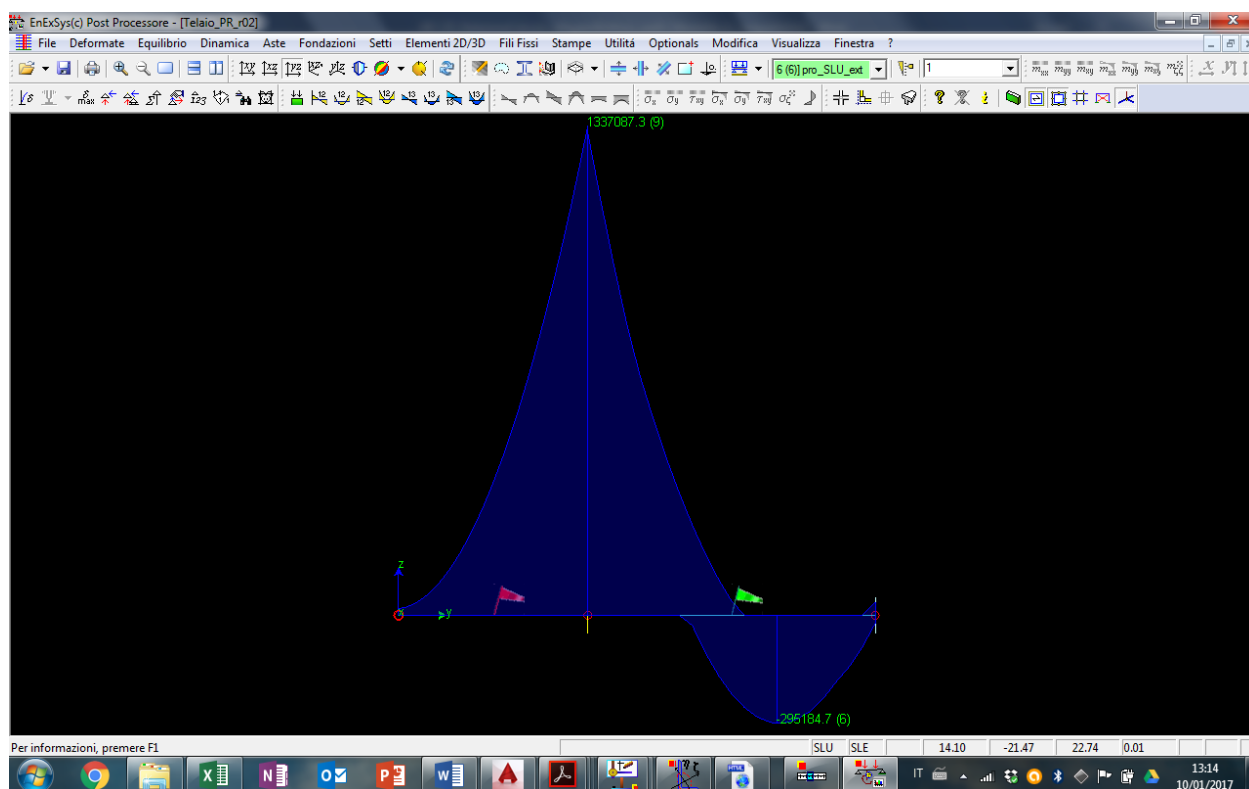


Figura 36 - PROGETTO - Involuppo momento flettente

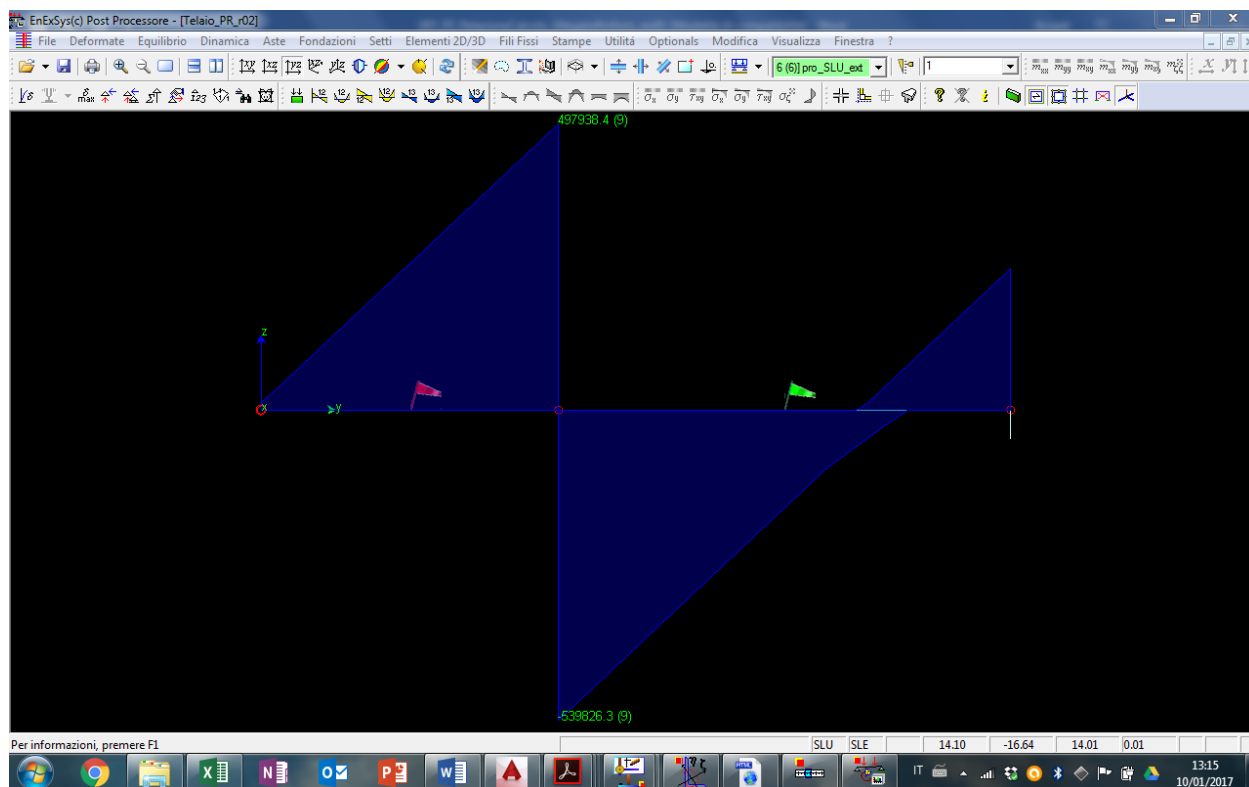
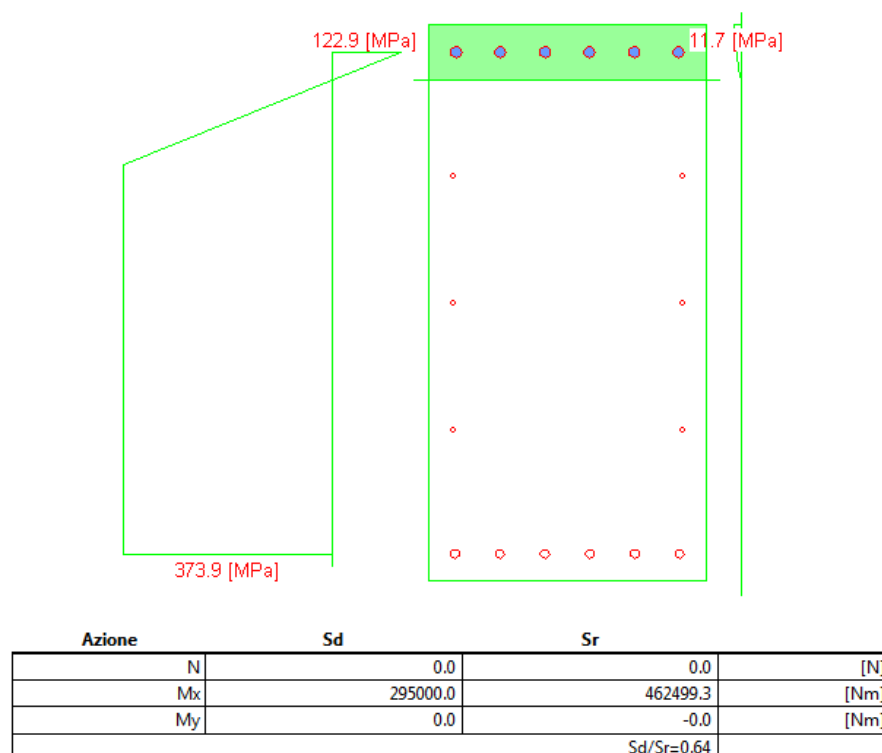


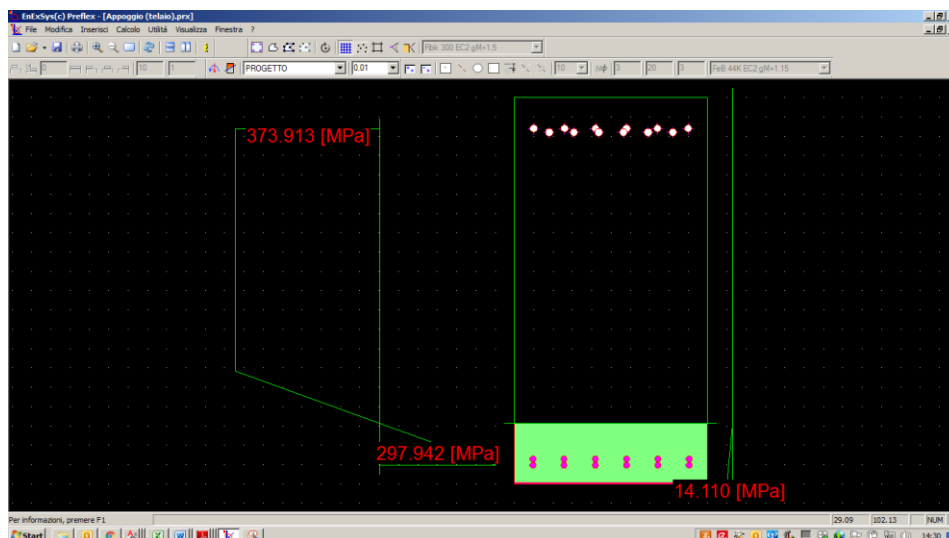
Figura 37 - PROGETTO - Involuppo taglio

7.4.2.2 Verifiche

7.4.2.2.1 Sezione 1 – campata – flessione



7.4.2.2 Sezione 2 – appoggio – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.00	0.00	[kN]
Mx	-1337.10	-1209.16	[kNm]
My	0.00	0.00	[kNm]
		Sd/Sr=1.11	

7.4.2.3 Sezione 2 – appoggio – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24,9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14,11	
f_{ctd}	N/mm ²	1,19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373,91	
CARATTERISTICHE SEZIONE			
Altezza trave H	mm	1000	
copriferro da asse barra	mm	40	
Larghezza B	mm	500	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	190	
n°braccia (H)		4	
diametro (H)	mm	12	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	452,39	
passo staffe (B)	mm	190	
n°braccia (B)		2	
diametro (B)	mm	12	
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	226,19	
v_1		0,6	

α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1,00	
$\tan\theta$		1,00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	540	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rd,H}$	kN	769,21	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rd,B}$	kN	184,29	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	1523,88	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot\theta^2)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	1460,39	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1693,20	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1622,65	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	769,21	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	184,29	VERIFICATO

7.4.3 Confronti

VERIFICHE A FLESSIONE

	Sez. 1 (campata)	Sez. 2 (appoggio)
Stato di Fatto	0,65	0,92
Progetto	0,64	1,11

La trave non soddisfa la resistenza a flessione per momento negativo sull'appoggio.

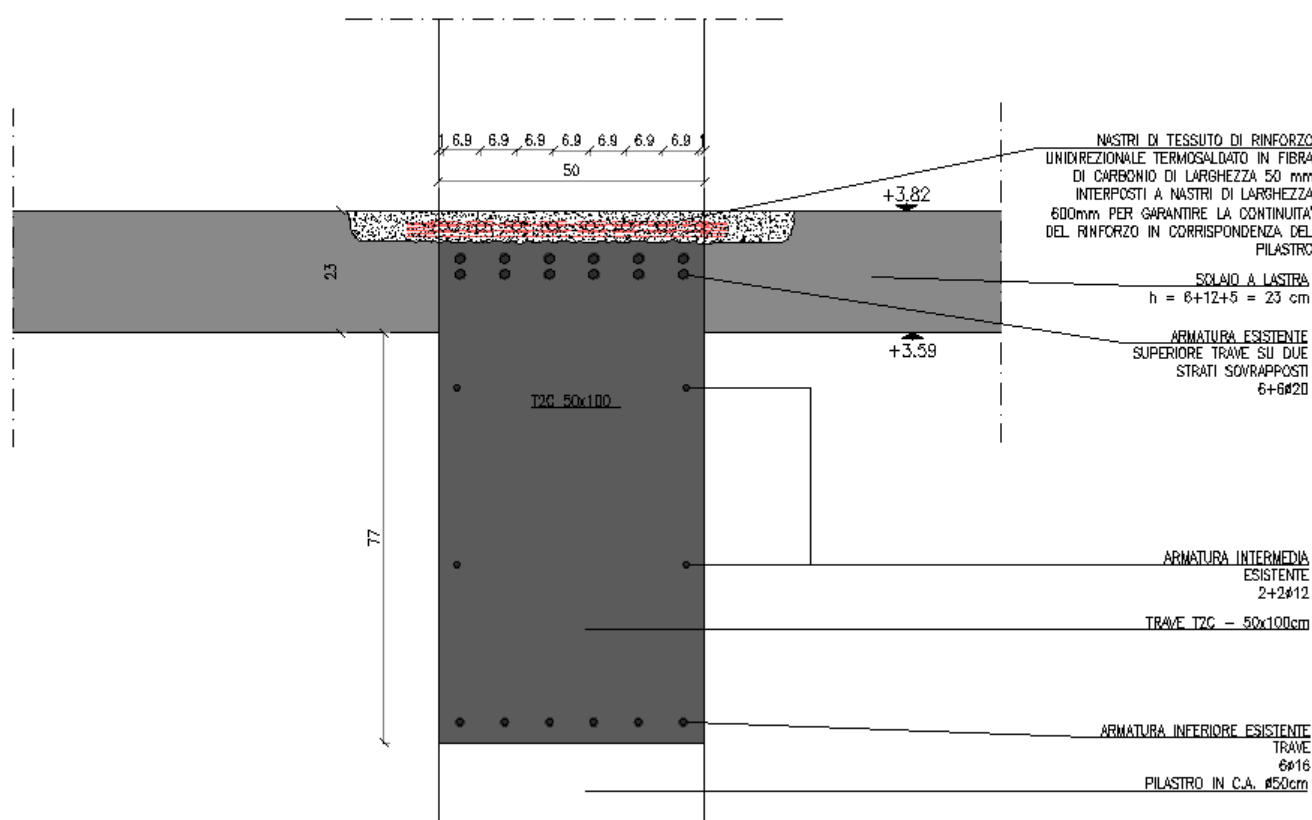
7.4.4 Verifiche sezioni rinforzate

La sezione resistente è rinforzata attraverso nastri in materiale composito a matrice polimerica e fibra di carbonio. In corrispondenza di ogni estradosso trave (su appoggio pilastro intermedio), si prevede l'inserimento di num. 3 nastri sovrapposti aventi larghezza pari a 500mm (grammatura ca. 300 g/m²)

In corrispondenza dell'incrocio su trave/pilastro verranno installati nastri arrotolati passanti su appositi fori realizzati sulla sezione dei pilastri. I nastri aventi medesima sezione resistente dei nastri inseriti ad estradosso trave (cfr. Elaborati Grafici)

SEZIONE 3-3

SCALA 1:10 – QUOTE IN CM



7.4.4.1 Appoggio trave

Momento flettente agente $M_0 = 496 \text{ kNm}$

(momento dovuto ai pesi propri e permanenti al momento del rinforzo)

Momento flettente agente $M_1 = 1340 \text{ kNm}$

(massimo momento agente di progetto)

Momento resistente $M_{r,0} = 1209 \text{ kNm}$

(sezione non rinforzata)

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	5340 MPa
ε caratteristica di rottura, ε_{fk}	0.021
Modulo elastico	256000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t_f)	0.164 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP ($\gamma_{f,d}$)	1.35
Coefficiente parziale del materiale (γ_f)	1.10
Fattore di conversione ambientale (η_a)	0.95
σ calcolo, $f_{f,d}$	3758 MPa

Larghezza rinforzo (b_f)	500 mm
N° strati rinforzo (n)	3
Coefficiente per condizione di carico (k_q)	Carico distribuito ▼

k_b	1.00
k_G	0.037
b_f / b	1.00
$f_{fdd,2}$ Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	724 MPa
$\varepsilon_{f,dd}$ Deformazione max di distacco FRP	0.00283
ε_0 lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00038
$\varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$	0.00143
Γ_{fd} Energia specifica di frattura	0.339 MPa
f_{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	2.72 MPa
l_{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	200.0 mm
f_{fdd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	440 MPa
ε calcolo, ε_{fd}	0.00283

Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo (y_c , M_u)									
E' una procedura iterativa in cui si ipotizza un valore per y_c e si verifica che corrisponda $N_u=0$ (rottura in flessione semplice)									
y_c	regione	ψ	λ	σ'_s	σ_s	σ_f	Risolvi	eq. Traslazione	M_{Rd}
mm		ad.	ad.	MPa	MPa	MPa			kN m
116.03	1	0.80	0.416	23.74	373.00	723.77		0.00	1393.45

ε_c	0.00055
ε'_s	0.00025
ε_s	0.00291
ε_{ftp}	0.00283

$$M_1 / M_{rd,rinf} = 0.95 \leq 1$$

VERIFICATO

$$M_{rd,rinf} \leq 1.5 \cdot M_0$$

OK

Si considera una lunghezza del nastro per lato pari a $1500 \text{ mm} \geq 2 \cdot l_{\min} + 2 \cdot l_{\text{ed}} \approx 1000 \text{ mm}$, dove l_{\min} è pari alla distanza da asse trave tale per cui $M_{\text{rd},0} > M_{1,x}$.
I nastri passanti nel pilastro dovranno sovrapporsi per 500mm sui nastri appena fuori dalle travi.

7.5 Travi in spessore 120x32cm su 1 campata (lato sud)

7.5.1 Stato di fatto

7.5.1.1 Sollecitazioni

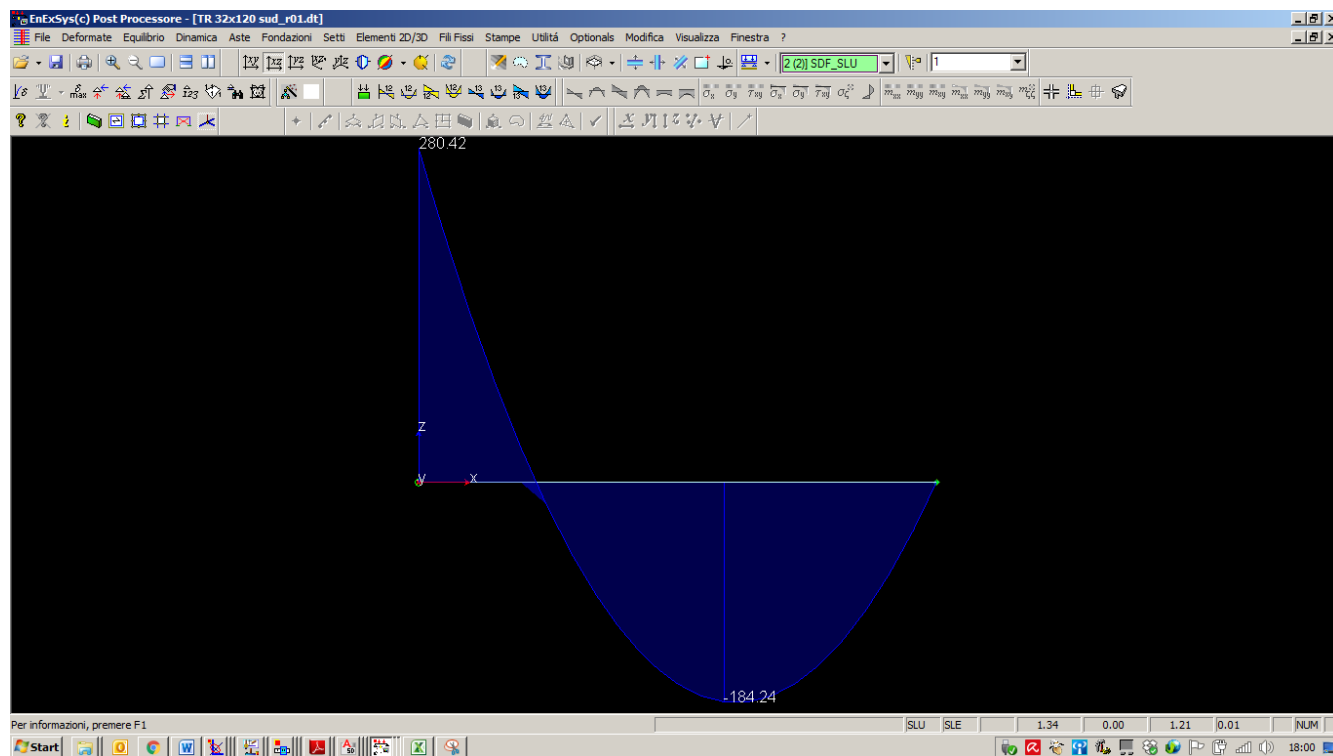


Figura 38. SDF_Momento flettente (valori espressi in kNm)

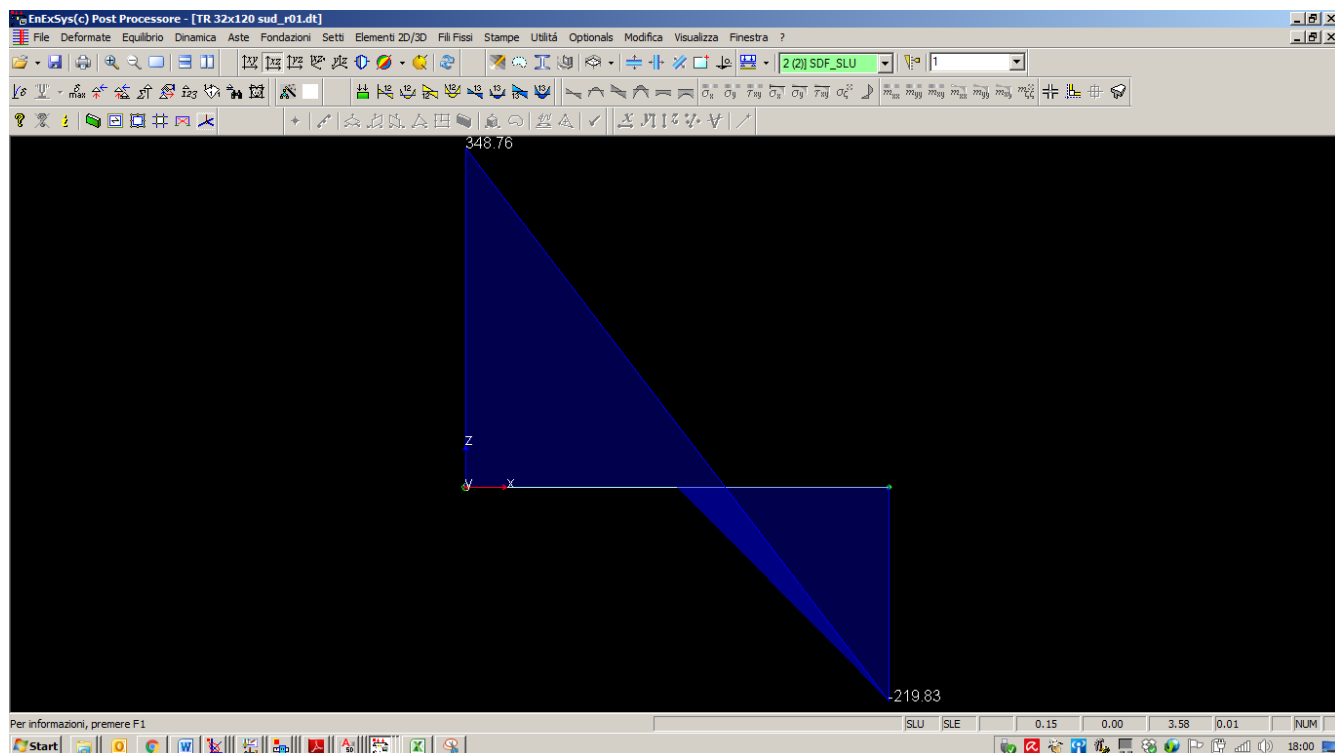
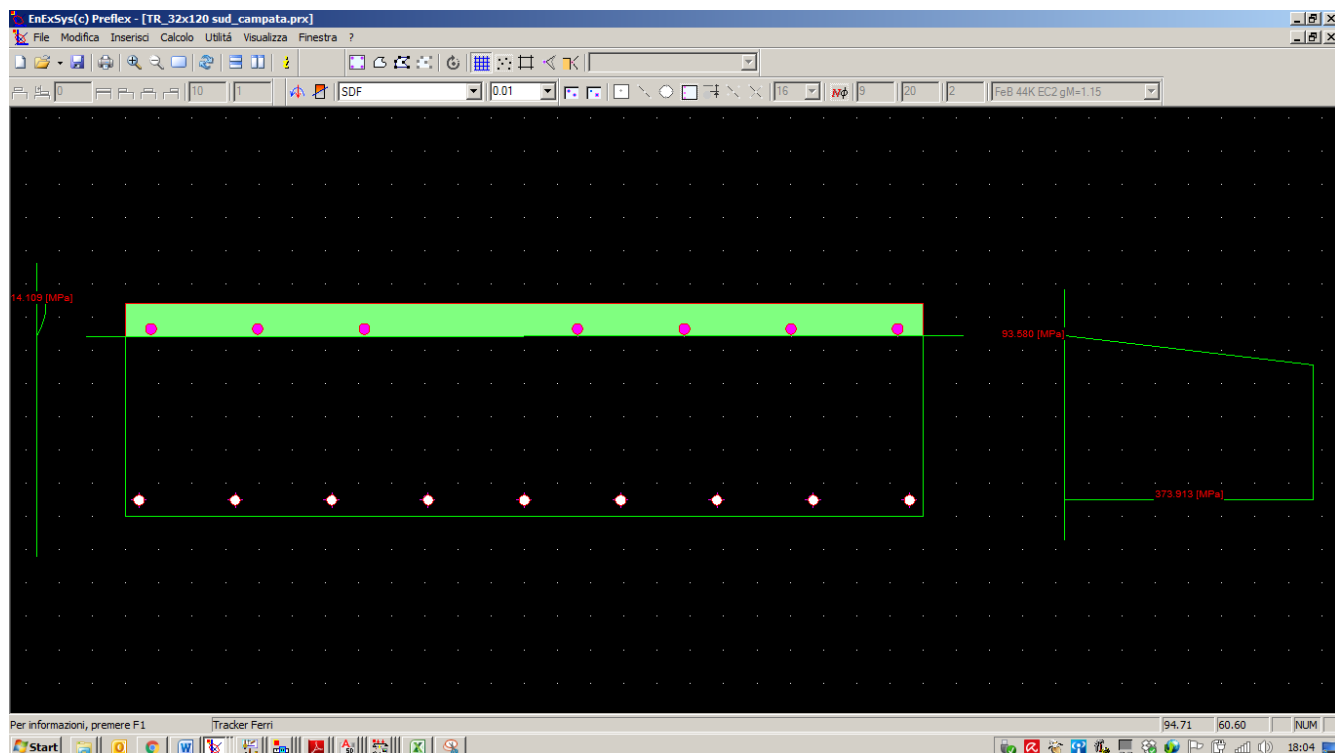


Figura 39. SDF_Taglio (valori espressi in kN)

7.5.1.2 Verifiche

7.5.1.2.1 Sezione 1 – campata – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.00	0.00	[kN]
Mx	184.00	184.70	[kNm]
My	0.00	0.00	[kNm]
	Sd/Sr=1.00		

7.5.1.2.2 Sezione 2– appoggio – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R _{ck}	N/mm ²	30	CLS
f _{ck}	N/mm ²	24.9	
f _{cd} =f _{ck} /γ _c	N/mm ²	14.11	
f _{ctd}	N/mm ²	1.19	
f _{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
f _{yd} =f _{yk} /γ _s	N/mm ²	373.91	
Altezza trave H	mm	320	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	35	
Larghezza B	mm	1200	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	180	
n°braccia (H)		6	
diametro (H)	mm	12	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
A _{sw} (H)	mm ²	678.58	
passo staffe (B)	mm	180	
n°braccia (B)		2	
diametro (B)	mm	12	
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
A _{sw} (H)	mm ²	226.19	
v ₁		0.6	
α _c		1	
α		90	
θ		45	
cotgθ		1.00	
tanθ		1.00	
cotα		0	
sinα		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H V _{ed,H}	kN	348	
taglio agente lungo B V _{ed,B}	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H V _{rds,H}	kN	361.57	V _{Rsd} = (A _{sw} / s) z f _{yd} (cot θ + cot α) sin α
taglio resistente acciaio lungo B V _{rds,B}	kN	492.66	
taglio resistente cls lungo H V _{rcd,H}	kN	1085.76	V _{Rcd} = z b f' _{cd} (cot θ + cot α) / (1 + cot θ ²)
taglio resistente cls lungo B V _{rcd,B}	kN	1183.55	

taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1206.41	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1315.05	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	361.57	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	492.66	VERIFICATO

7.5.2 Progetto

7.5.2.1 Sollecitazioni

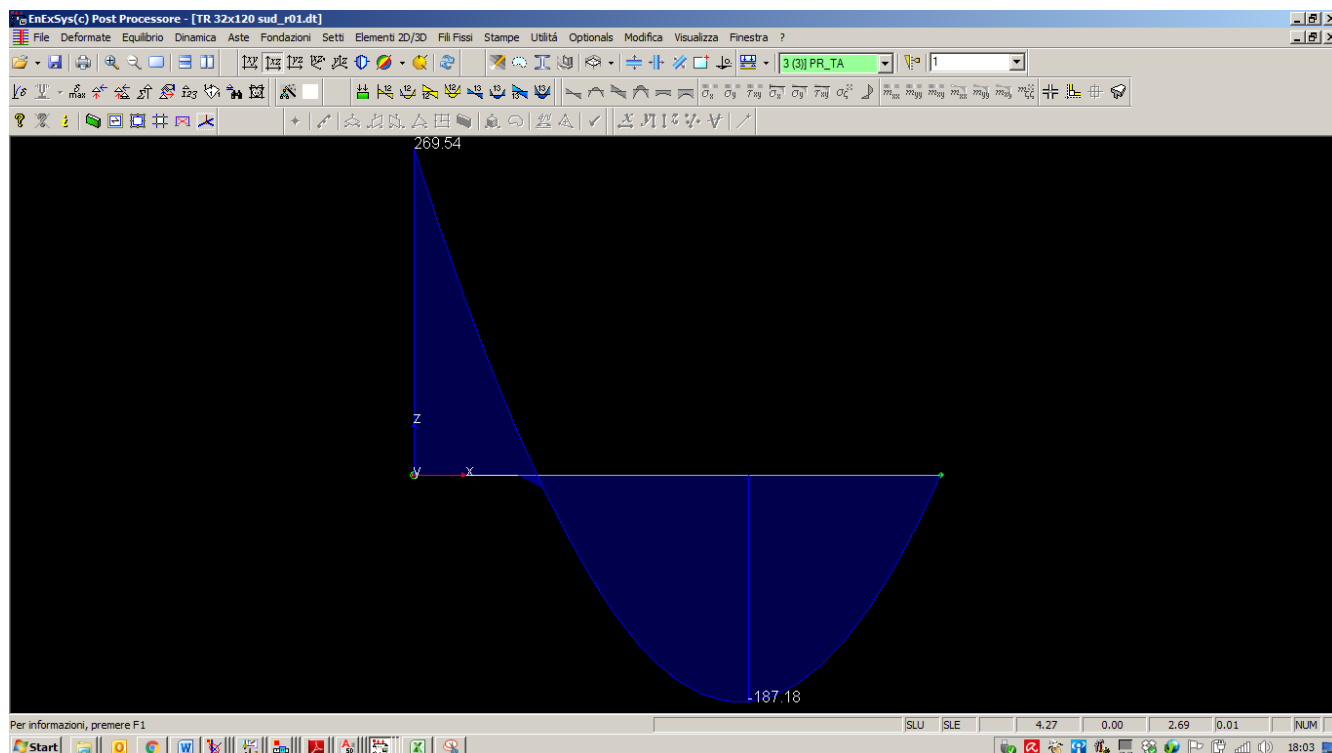


Figura 40. Progetto_Momento flettente (valori espressi in kNm)

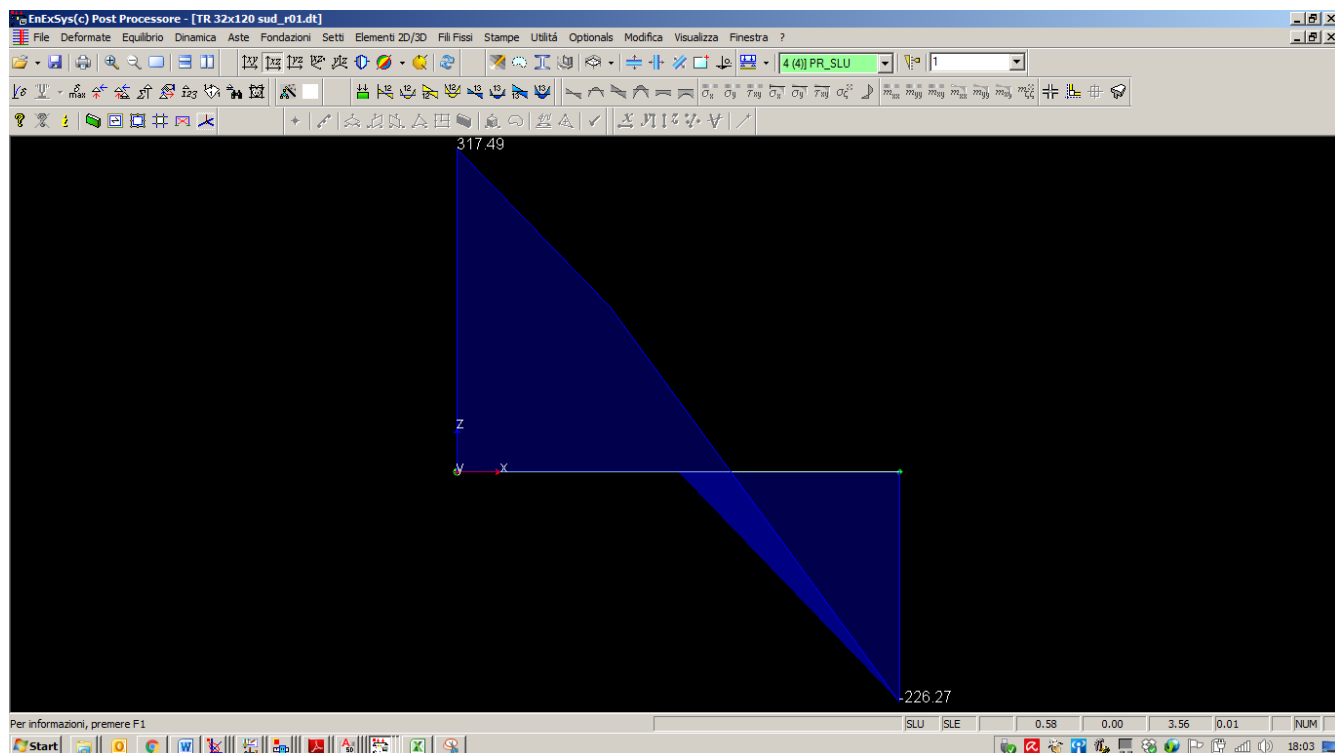
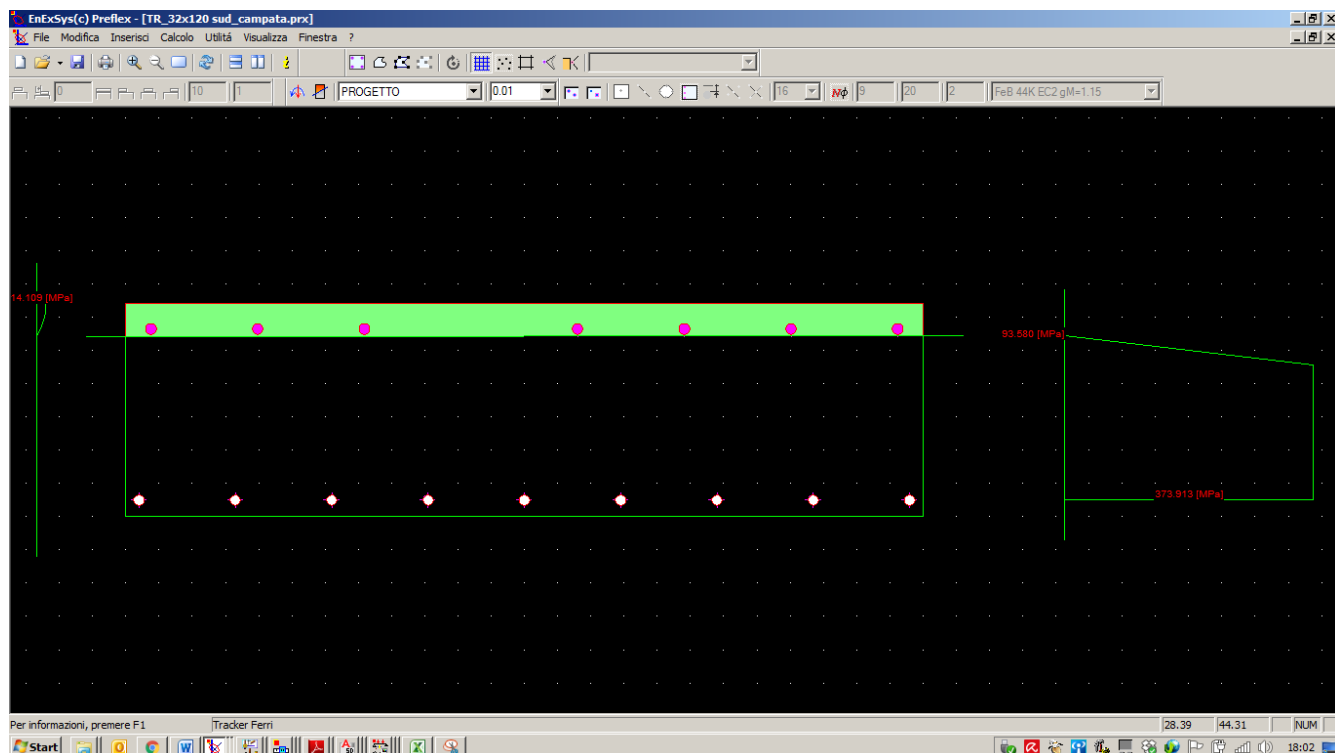


Figura 41. SDF_Taglio (valori espressi in kN)

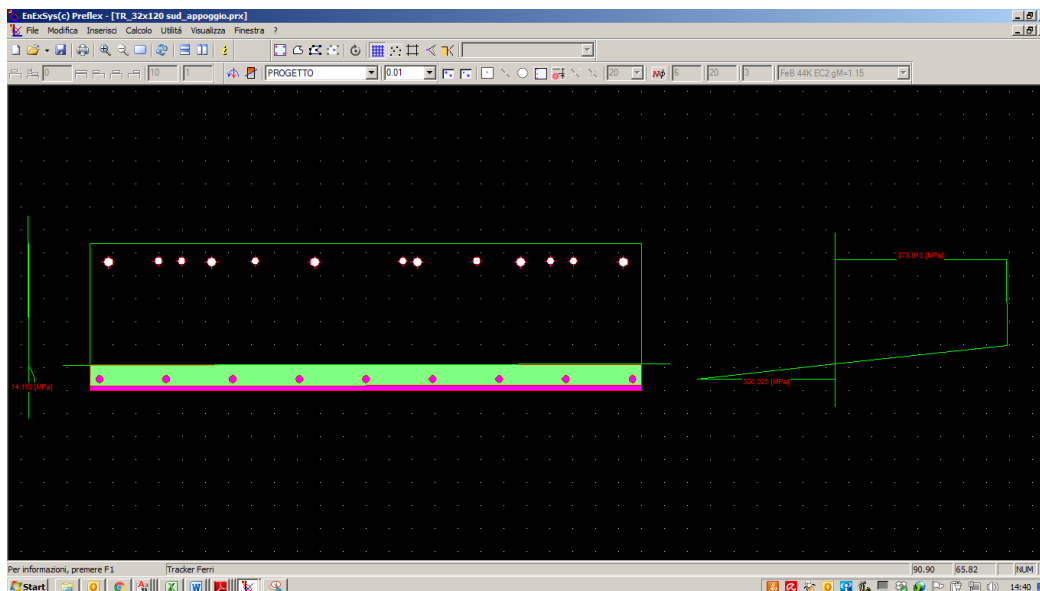
7.5.2.2 Verifiche

7.5.2.2.1 Sezione 1 – campata – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.00	0.00	[kN]
Mx	189.00	184.70	[kNm]
My	0.00	0.00	[kNm]
Sd/Sr=1.02			

7.5.2.2 Sezione 2 – appoggio – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.00	-0.00	[kN]
Mx	-280.00	-317.02	[kNm]
My	0.00	0.00	[kNm]
Sd/Sr=0.88			

7.5.2.2.3 Sezione 2– appoggio – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24.9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11	
f_{ctd}	N/mm ²	1.19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373.91	
Altezza trave H	mm	320	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	35	
Larghezza B	mm	1200	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	180	
n°braccia (H)		6	
diametro (H)	mm	12	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		

$A_{sw} (H)$	mm ²	678.58	
passo staffe (B)	mm	180	
n°braccia (B)		2	
diametro (B)	mm	12	
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
$A_{sw} (H)$	mm ²	226.19	
v_1		0.6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1.00	
$\tan\theta$		1.00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	318	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	361.57	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	492.66	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	1085.76	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot\theta^2)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	1183.55	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1206.41	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1315.05	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	361.57	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	492.66	VERIFICATO

7.5.3 Confronti

VERIFICHE A FLESSIONE

	Sez. 1 (campata)	
Stato di Fatto	1,00	
Progetto	1,02	

La trave non soddisfa la resistenza a flessione per momento positivo in campata.

7.5.4 Verifiche sezioni rinforzate

La sezione resistente è rinforzata attraverso nastri in materiale composito a matrice polimerica e fibra di carbonio. In corrispondenza di ogni intradosso trave per una lunghezza pari a

3000mm si prevede l'inserimento di num. 2 nastri sovrapposti aventi larghezza pari a 900mm (grammatura ca. 300 g/m²).

7.5.4.1 Campata trave

Momento flettente agente $M_0 = 71$ kNm

(momento dovuto ai pesi propri e permanenti al momento del rinforzo)

Momento flettente agente $M_1 = 188$ kNm

(massimo momento agente di progetto)

Momento resistente $M_{r,0} = 185$ kNm

(sezione non rinforzata)

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	5340 MPa
ε caratteristica di rottura, ε_{fk}	0.021
Modulo elastico	256000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t_f)	0.164 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP ($\gamma_{f,d}$)	1.35
Coefficiente parziale del materiale (γ_f)	1.10
Fattore di conversione ambientale (η_a)	0.95
σ calcolo, $f_{f,d}$	3758 MPa
Larghezza rinforzo (b_f)	900 mm
N° strati rinforzo (n)	2
Coefficiente per condizione di carico (k_q)	Carico distribuito ▼
k_b	1.00
k_G	0.037
b_f / b	0.75
$f_{fdd,2}$ Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	886 MPa
$\varepsilon_{f,dd}$ Deformazione max di distacco FRP	0.00346
ε_0 lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00040
$\varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$	0.00141
Γ_{fd} Energia specifica di frattura	0.339 MPa
f_{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	2.72 MPa
l_{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	200.0 mm
f_{fdd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	539 MPa
ε calcolo, ε_{fd}	0.00346

y_e	regione	ψ	λ	σ'_s	σ_s	σ_f	Risolvi	eq. Traslazione	M_{Rd}
mm		ad.	ad.	MPa	MPa	MPa			kN m
30.68	1	0.80	0.416	-22.98	373.00	886.43		0.00	261.65

ϵ_c	0.00051
ϵ'_s	-0.00003
ϵ_s	0.00332
ϵ_{fip}	0.00346

$M_1 / M_{rd,rinf} = 0.72 \leq 1$ **VERIFICATO**

$M_{rd,rinf} \leq 1.5 \cdot M_0$ **OK**

I nastri hanno una lunghezza pari a 3000 mm.

7.6 Travi in spessore 120x32cm su 2 campate (lato nord)

7.6.1 Stato di fatto

7.6.1.1 Sollecitazioni

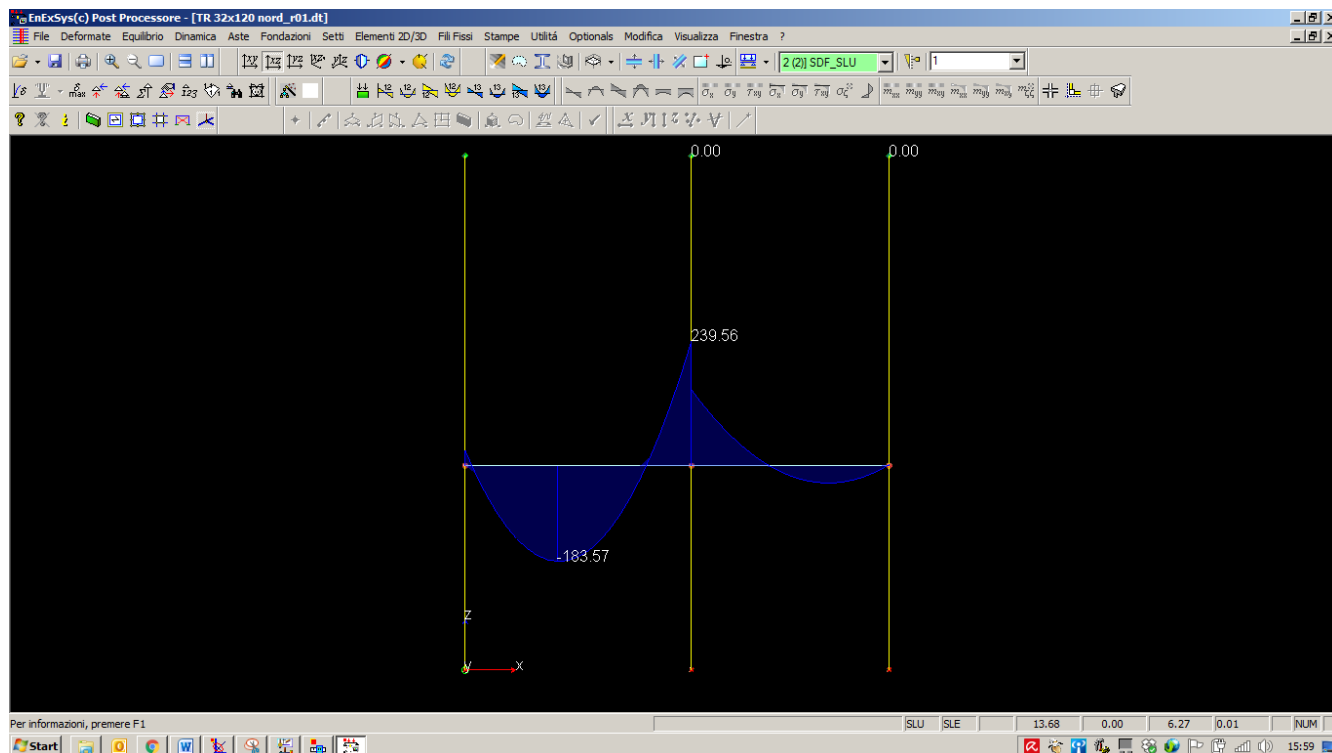


Figura 42. SDF_momento flettente (valori espressi in kNm)

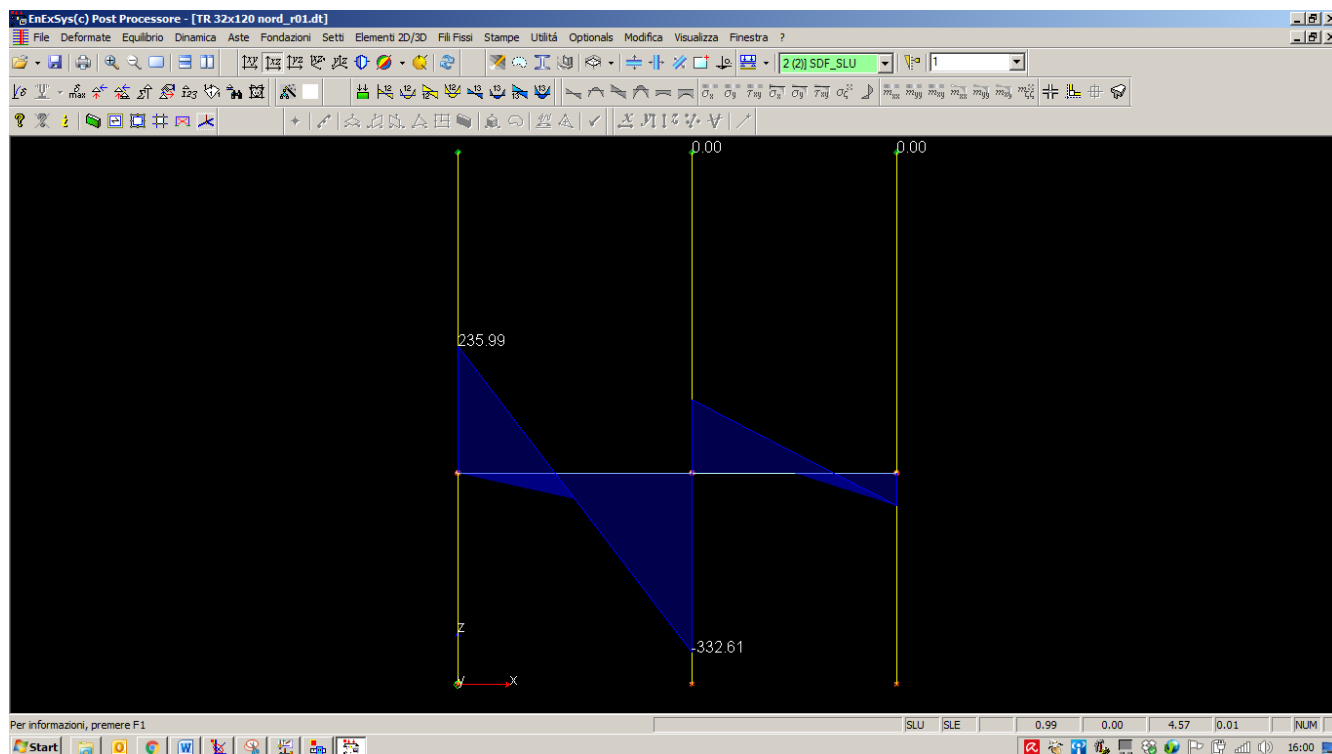
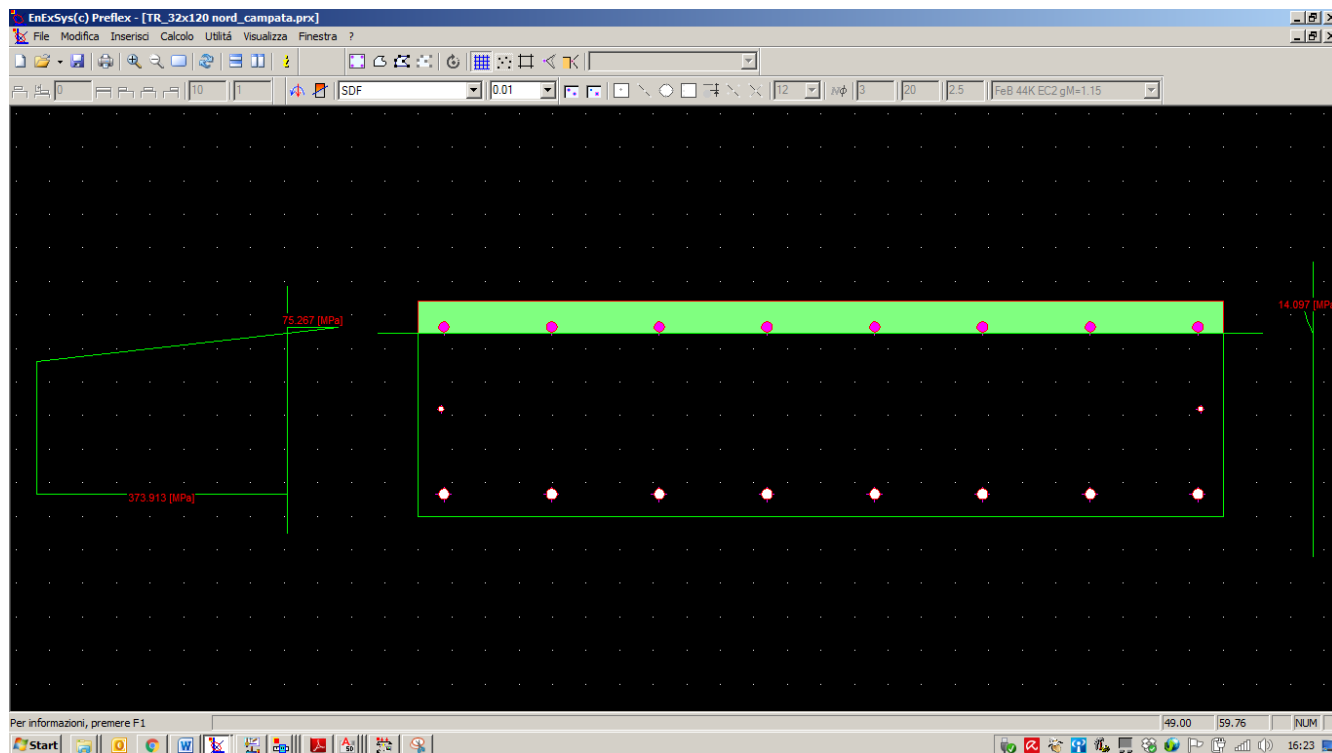


Figura 43. SDF_taglio (valori espressi in kN)

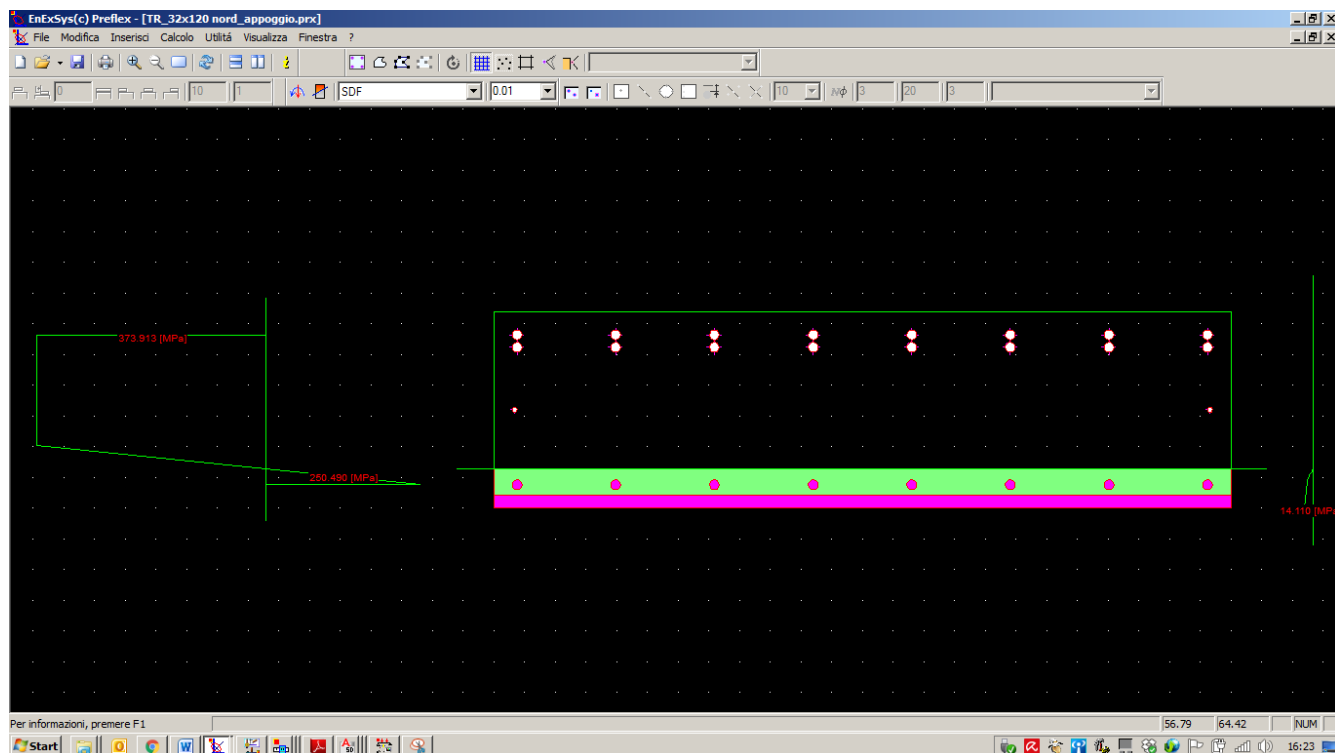
7.6.1.2 Verifiche

7.6.1.2.1 Sezione 1 – campata – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.00	0.00	[kN]
Mx	163.00	165.02	[kNm]
My	0.00	-0.00	[kNm]
Sd/Sr=0.99			

7.6.1.2.2 Sezione 2 – appoggio – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.00	0.00	[kN]
Mx	-224.00	-296.28	[kNm]
My	0.00	0.00	[kNm]
	Sd/Sr=0.76		

7.6.1.2.3 Sezione 2 – appoggio – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24.9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11	
f_{ctd}	N/mm ²	1.19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373.91	
Altezza trave H	mm	320	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	35	
Larghezza B	mm	1200	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	180	
n°braccia (H)		6	
diametro (H)	mm	12	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	678.58	
passo staffe (B)	mm	180	

n°braccia (B)			2	
diametro (B)	mm		12	
n°braccia (B)	mm			
diametro (B)	mm			
$A_{sw} (H)$	mm ²	226.19		
v_1		0.6		
α_c		1		
α			90	
θ			45	
$\cotg\theta$		1.00		
$\tan\theta$		1.00		
$\cot\alpha$		0		
$\sin\alpha$		1		
RISULTATI				
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN		295	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN		0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	361.57		$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	492.66		
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	1085.76		$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	1183.55		
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1206.41		$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1315.05		
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	361.57		VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	492.66		VERIFICATO

7.6.2 Progetto

7.6.2.1 Sollecitazioni

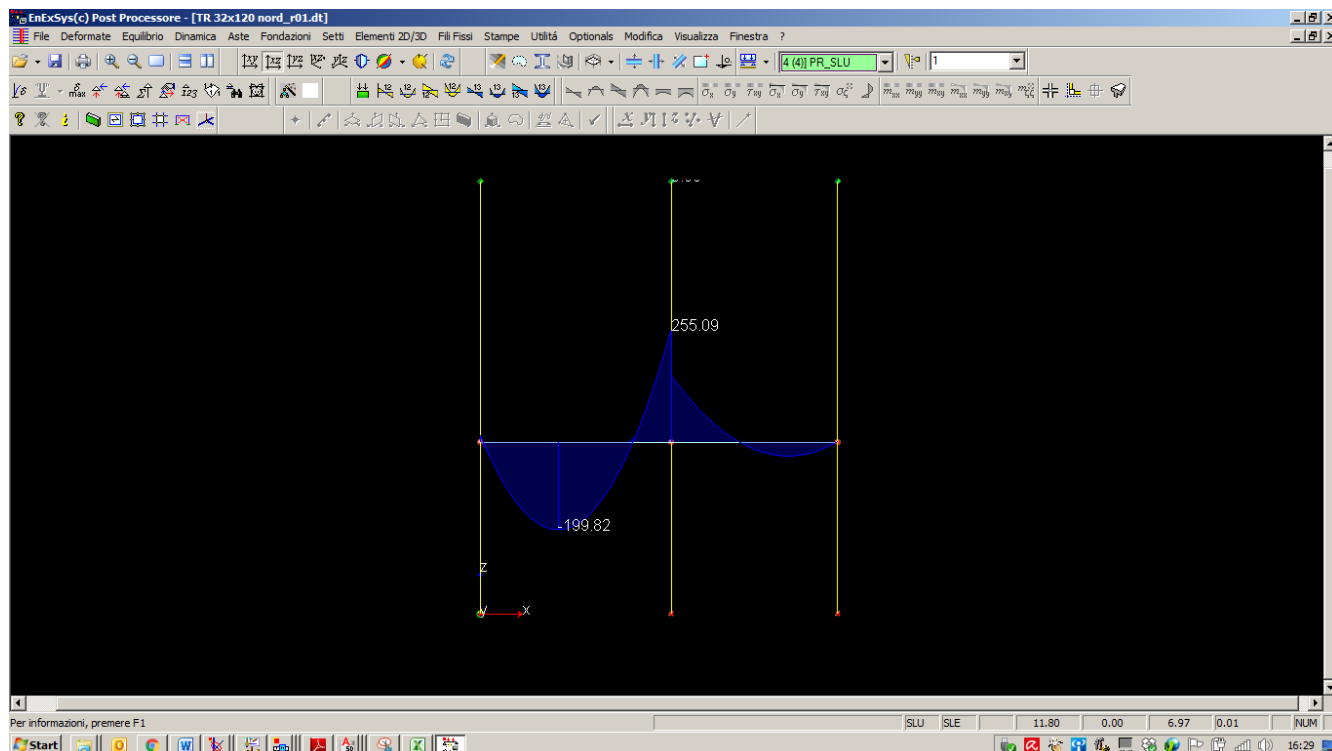


Figura 44. Progetto_momento flettente (valori espressi in kNm)

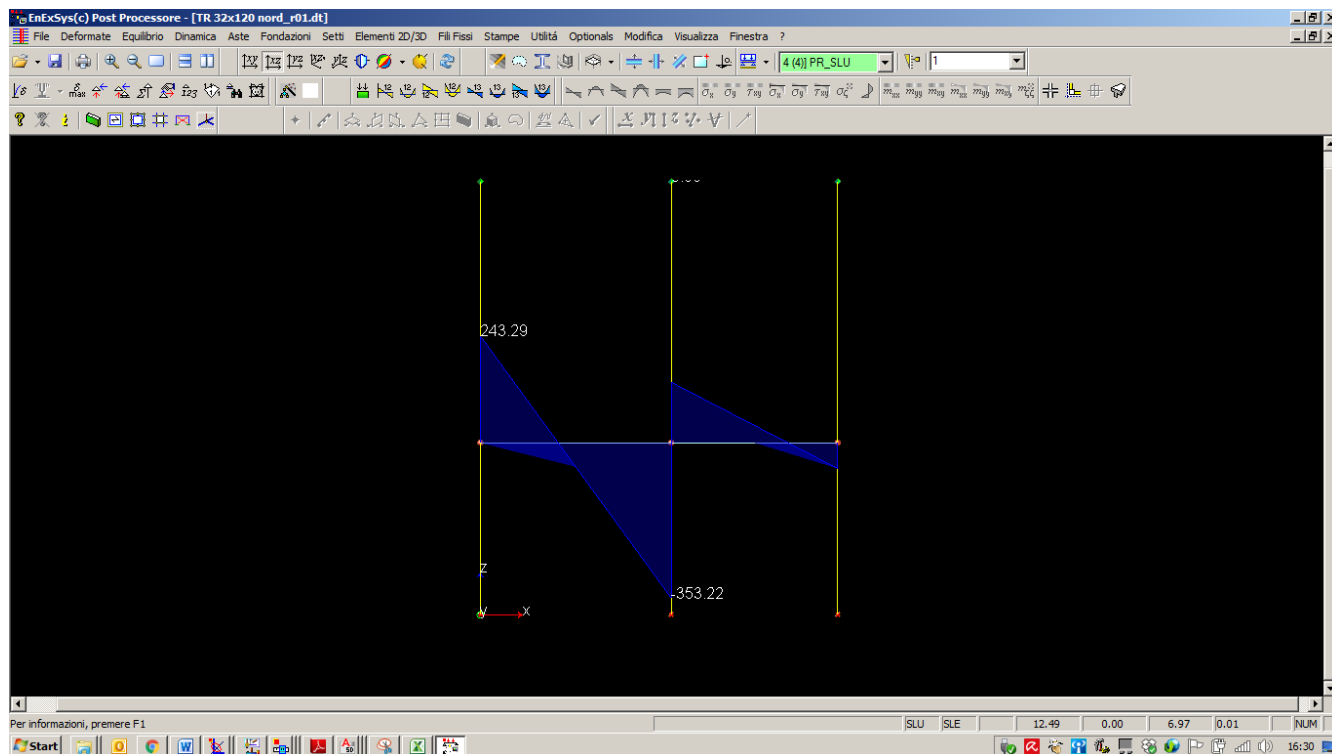
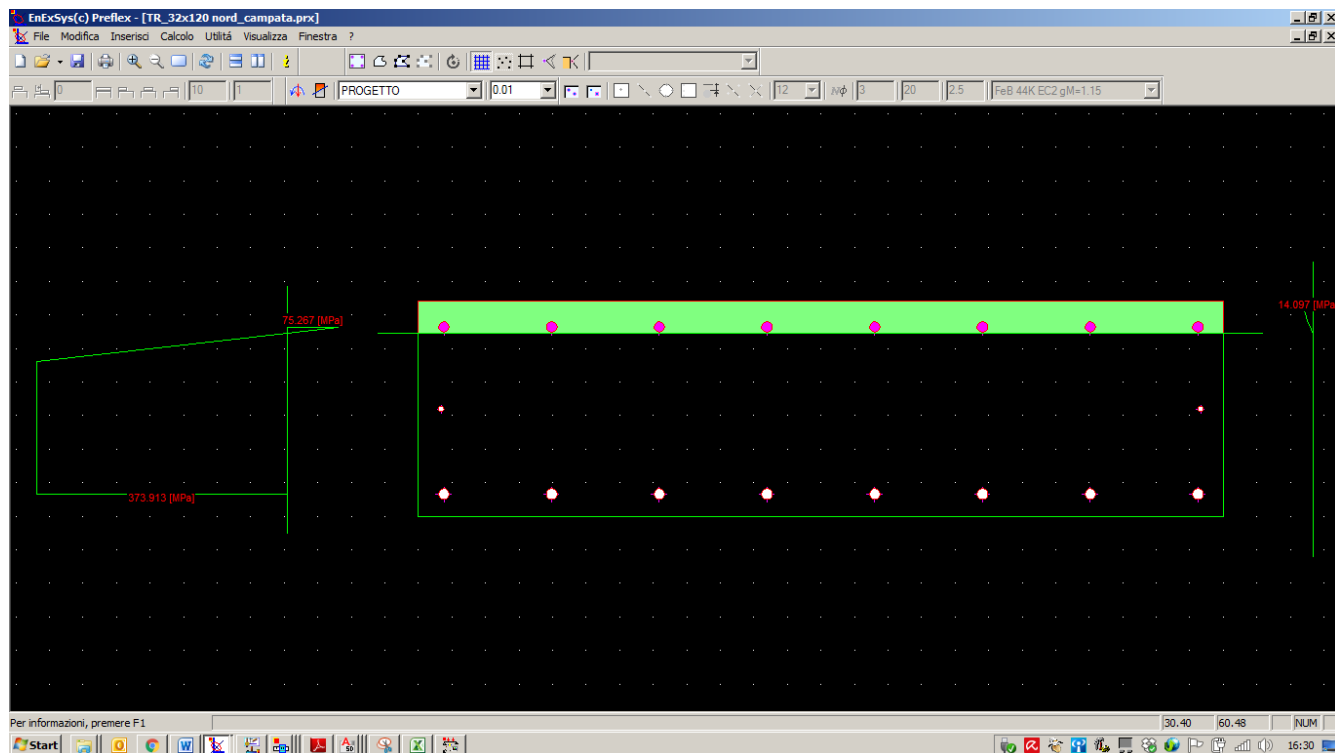


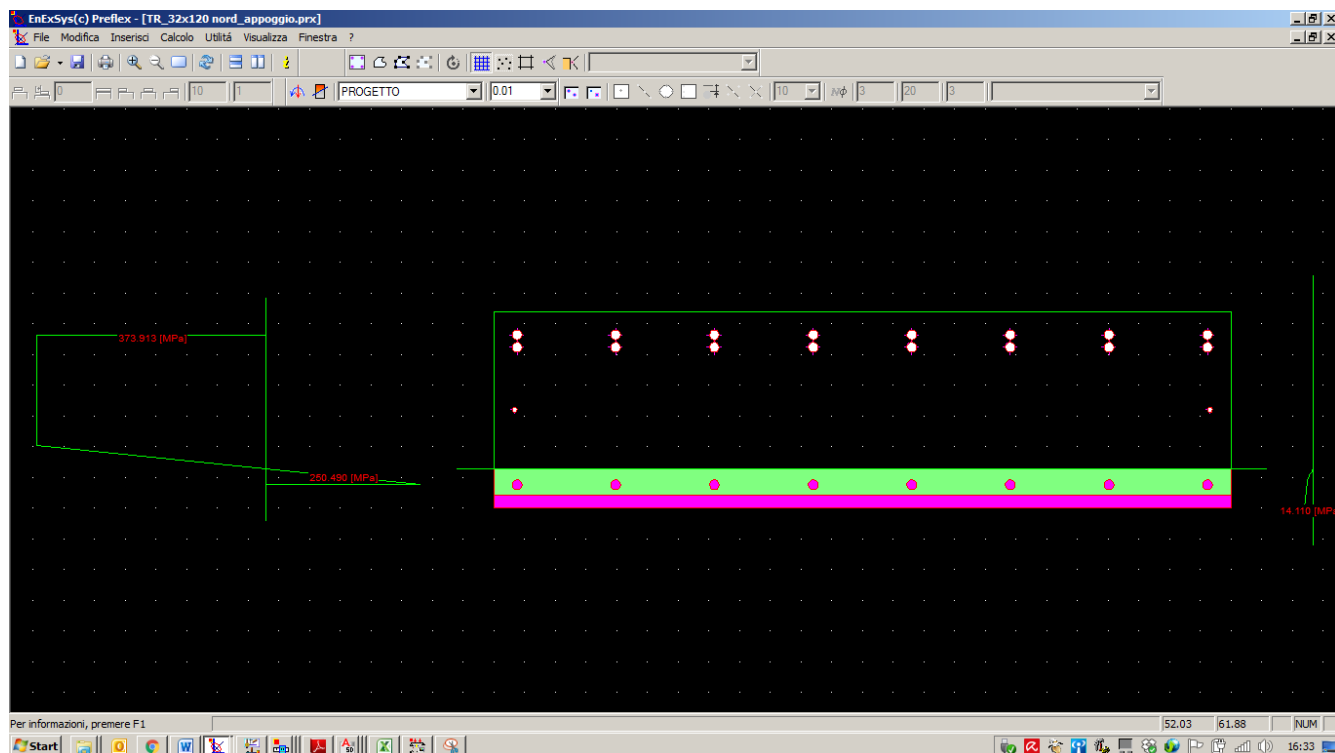
Figura 45. Progetto_taglio (valori espressi in kN)

7.6.2.2 Verifiche

7.6.2.2.1 Sezione 1 – campata – flessione



7.6.2.2.2 Sezione 2 – appoggio – flessione



Azione	Sd	Sr	
N	0.00	-0.00	[kN]
Mx	-255.00	-296.28	[kNm]
My	0.00	0.00	[kNm]
Sd/Sr=0.86			

7.6.2.2.3 Sezione 2 – appoggio – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24.9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11	
f_{ctd}	N/mm ²	1.19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373.91	
Altezza trave H	mm	320	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	35	
Larghezza B	mm	1200	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	180	
n°braccia (H)		6	
diametro (H)	mm	12	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	678.58	
passo staffe (B)	mm	180	
n°braccia (B)		2	

diámetro (B)	mm	12	
n°braccia (B)	mm		
diámetro (B)	mm		
$A_{sw} (H)$	mm ²	226.19	
v_1		0.6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1.00	
$\tan\theta$		1.00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	310	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	361.57	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	492.66	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	1085.76	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	1183.55	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1206.41	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1315.05	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	361.57	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	492.66	VERIFICATO

7.6.3 Confronti

VERIFICHE A FLESSIONE

	Sez. 1 (campata)	Sez. 2 (appoggio)
Stato di Fatto	0,99	0,76
Progetto	1,21	0.86

La trave non soddisfa la resistenza a flessione per momento positivo in campata.

7.6.4 Verifiche sezioni rinforzate

La sezione resistente è rinforzata attraverso nastri in materiale composito a matrice polimerica e fibra di carbonio. In corrispondenza di ogni intradosso trave per una lunghezza pari a 3000mm si prevede l'inserimento di num. 2 nastri sovrapposti aventi larghezza pari a 900mm (grammatura ca. 300 g/m²).

7.6.4.1 Campata traveMomento flettente agente $M_0 = 73 \text{ kNm}$

(momento dovuto ai pesi propri e permanenti al momento del rinforzo)

Momento flettente agente $M_1 = 200 \text{ kNm}$

(massimo momento agente di progetto)

Momento resistente $M_{r,0} = 166 \text{ kNm}$

(sezione non rinforzata)

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	5340 MPa
ε caratteristica di rottura, ε_{fk}	0.021
Modulo elastico	256000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t_f)	0.164 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP ($\gamma_{f,d}$)	1.35
Coefficiente parziale del materiale (γ_f)	1.10
Fattore di conversione ambientale (η_a)	0.95
σ calcolo, $f_{f,d}$	3758 MPa

Larghezza rinforzo (b_f)	900 mm
N° strati rinforzo (n)	2
Coefficiente per condizione di carico (k_q)	Carico distribuito ▼

k_b	1.00
k_G	0.037
b_f / b	0.75
$f_{fdd,2}$ Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	886 MPa
$\varepsilon_{f,dd}$ Deformazione max di distacco FRP	0.00346
ε_0 lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00046
$\varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$	0.00135
Γ_{fd} Energia specifica di frattura	0.339 MPa
f_{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	2.72 MPa
l_{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	200.0 mm
f_{fdd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	539 MPa
ε calcolo, ε_{fd}	0.00346

y_e mm	regione	ψ ad.	λ ad.	σ'_s MPa	σ_s MPa	σ_f MPa	Risolvi	eq. Traslazione	M_{Rd} kN m
28.69	1	0.80	0.416	-27.69	373.00	886.43		0.00	242.69

ε_c	0.00049
ε'_s	-0.00006
ε_s	0.00337
ε_{fp}	0.00346

$$M_1 / M_{rd,rinf} = 0.83 \leq 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

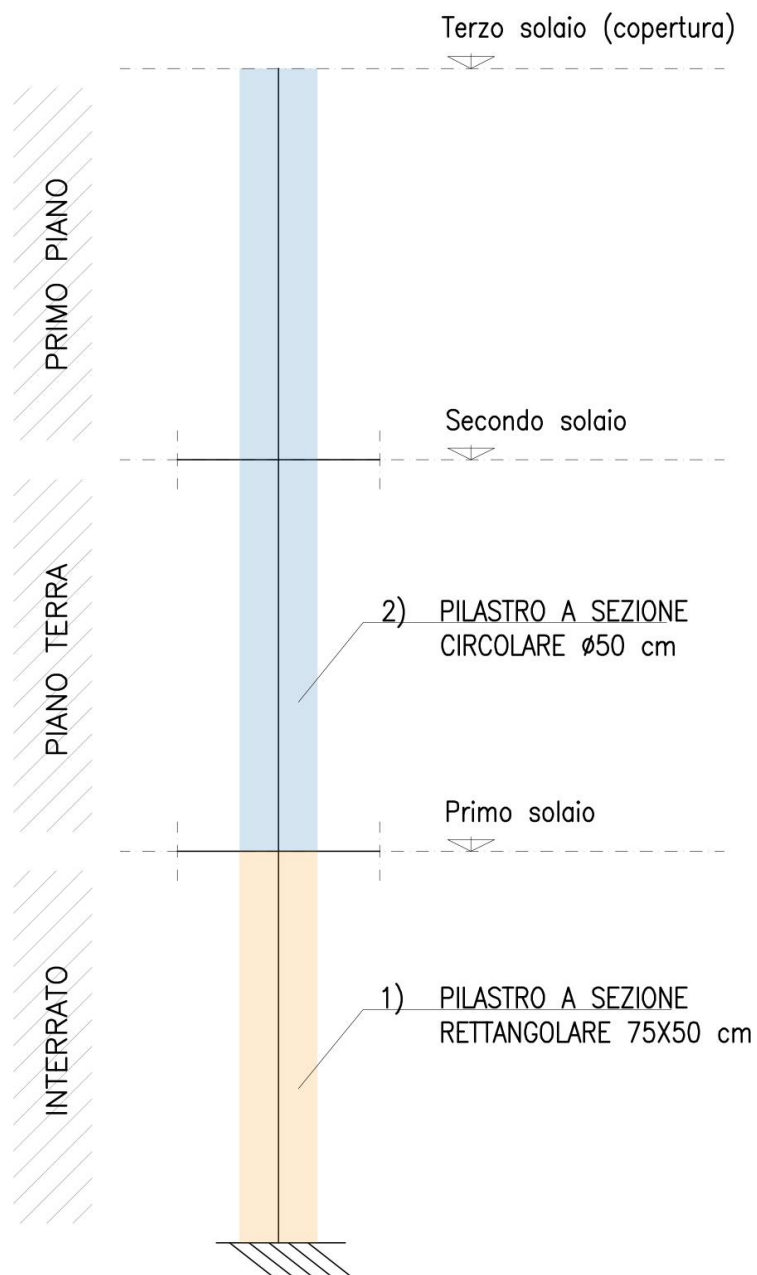
$$M_{rd,rinf} \leq 1.5 \cdot M_0 \quad \text{OK}$$

I nastri hanno una lunghezza pari a 3000 mm.

7.7 Pilastri interni (num. 32-36-40-44-48-52-56)

I pilastri, composti da due diverse sezioni, vengono verificati con tutte le contemporanee sollecitazioni agenti agli estremi di ogni trave.

Per le caratteristiche geometriche e le armature si faccia riferimento a quanto riportato in cap. 2.



7.7.1 Stato di fatto

7.7.1.1 Sollecitazioni

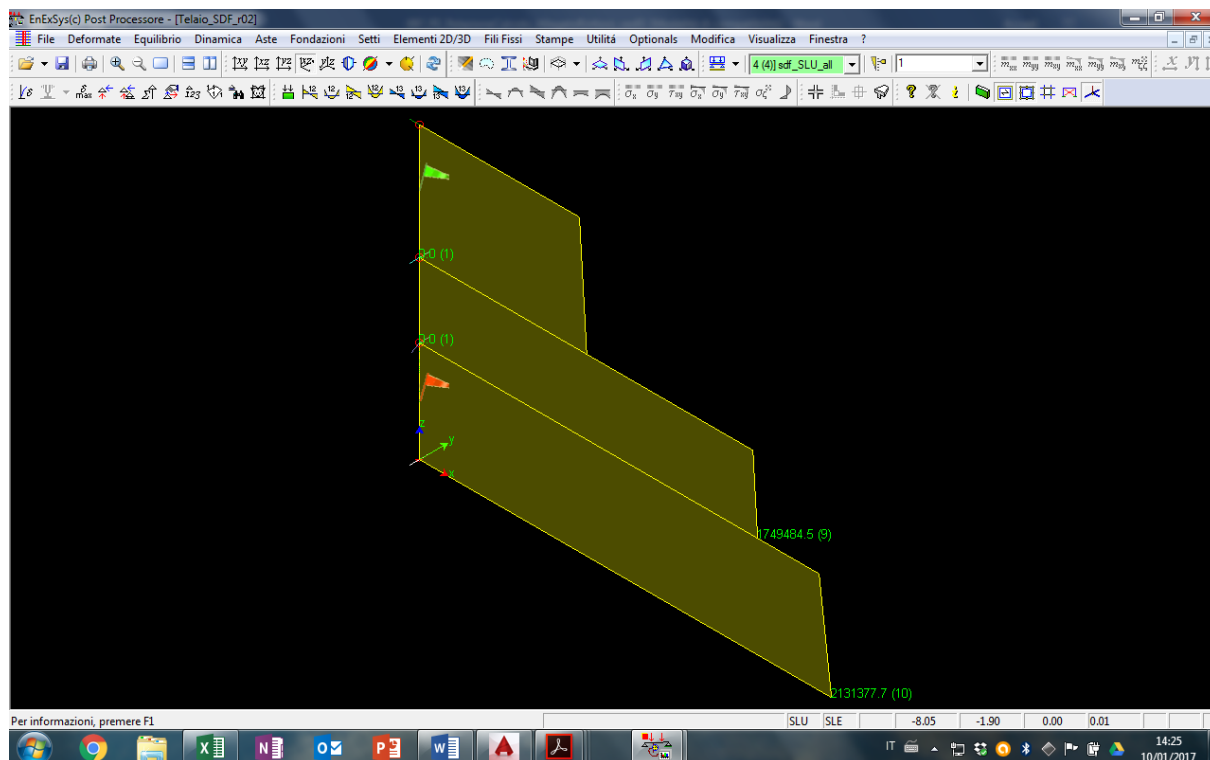


Figura 46 - SDF - Involuppo sforzo normale

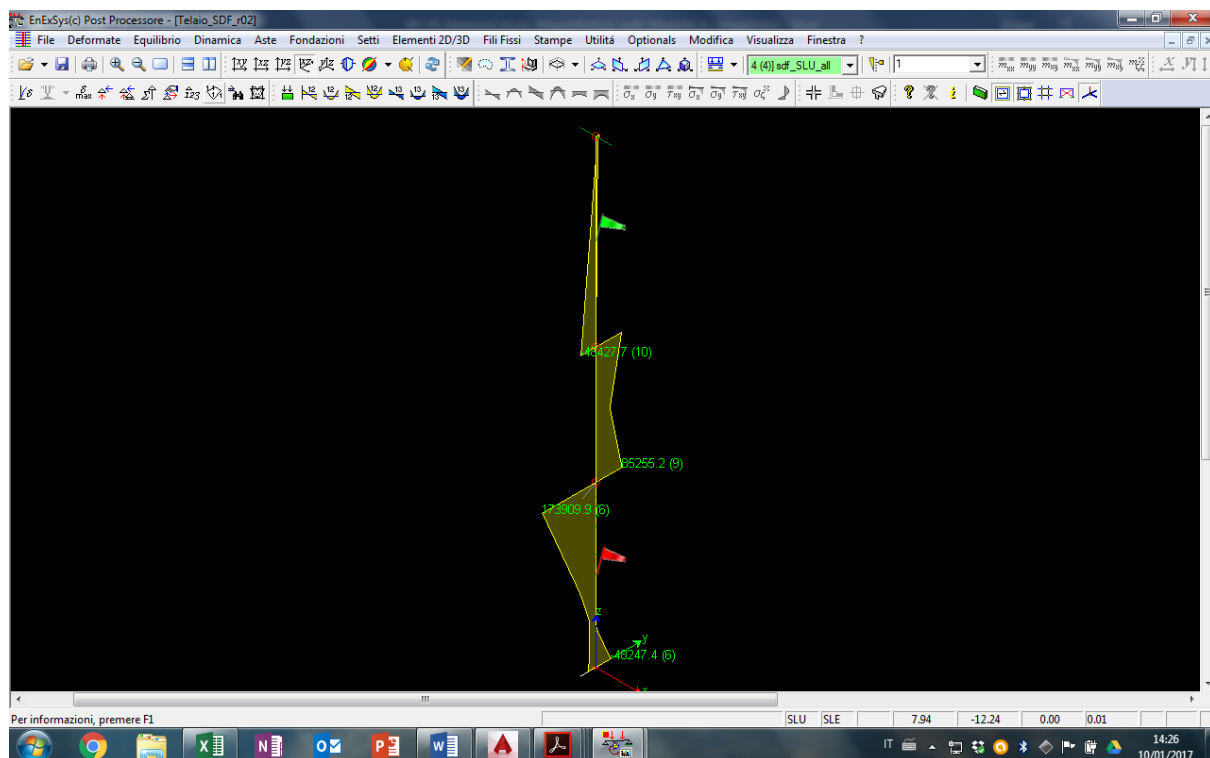


Figura 47 - SDF - Involuppo momento flettente

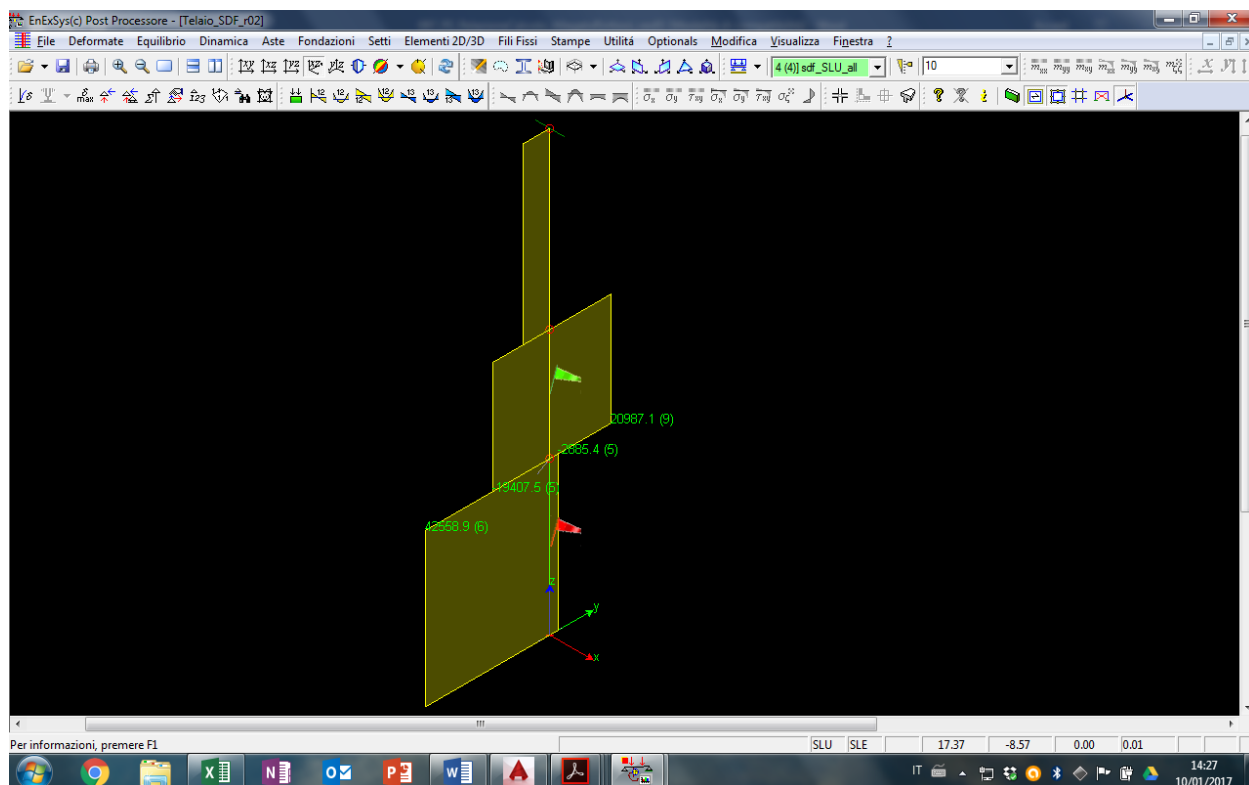
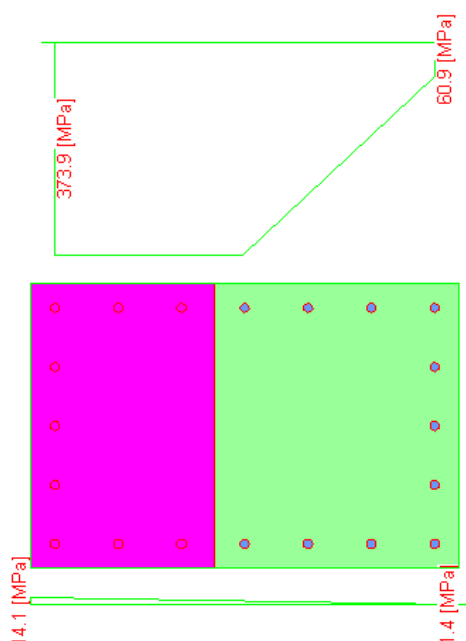


Figura 48 - SDF - Involuppo taglio

7.7.1.2 Verifiche

7.7.1.2.1 Piano interrato – pressoflessione

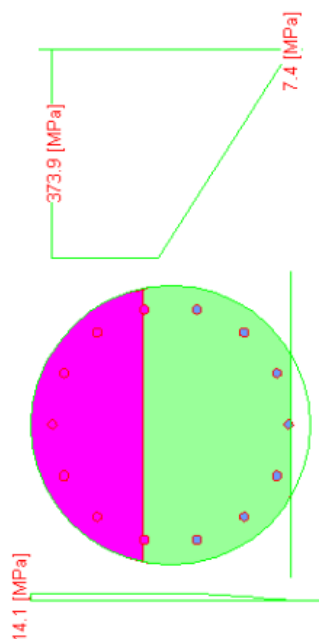


Azione	Sd	Sr	
N	-2067758.9	-5441349.4	[N]
Mx	0.0	0.1	[Nm]
My	141245.2	371689.7	[Nm]
		Sd/Sr=0.38	

7.7.1.2.2 Piano interrato – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24,9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14,11	
f_{ctd}	N/mm ²	1,19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373,91	
Altezza trave H	mm	750	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	40	
Larghezza B	mm	500	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	120	
n°braccia (H)		4	
diametro (H)	mm	8	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	201,06	
passo staffe (B)	mm		
n°braccia (B)			
diametro (B)	mm		
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	0,00	
v_1		0,6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1,00	
$\tan\theta$		1,00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	42,5	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	400,33	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	#DIV/0!	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	1127,04	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot\theta^2)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	1095,29	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1252,26	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1216,99	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	400,33	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN		

7.7.1.2.3 Piano terra – pressoflessione



Azione	Sd	Sr	
N	-1749484.5	-2903950.2	[N]
Mx	0.0	0.1	[Nm]
My	85255.2	141514.2	[Nm]
		Sd/Sr=0.60	

7.7.1.2.4 Piano terra – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24.9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11	
f_{ctd}	N/mm ²	1.19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373.91	
Altezza trave H	mm	400	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	50	
Larghezza B	mm	400	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	80	
n°braccia (H)		2	
diametro (H)	mm	8	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	100.53	
passo staffe (B)	mm	80	
n°braccia (B)		2	
diametro (B)	mm	8	

n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
$A_{sw} (H)$	mm ²	100.53	
v_1		0.6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cot\theta$		1.00	
$\tan\theta$		1.00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	21	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	148.01	$V_{Rsd} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	148.01	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	444.47	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	444.47	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	493.85	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	493.85	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	148.01	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	148.01	VERIFICATO

7.7.2 Progetto

7.7.2.1 Sollecitazioni

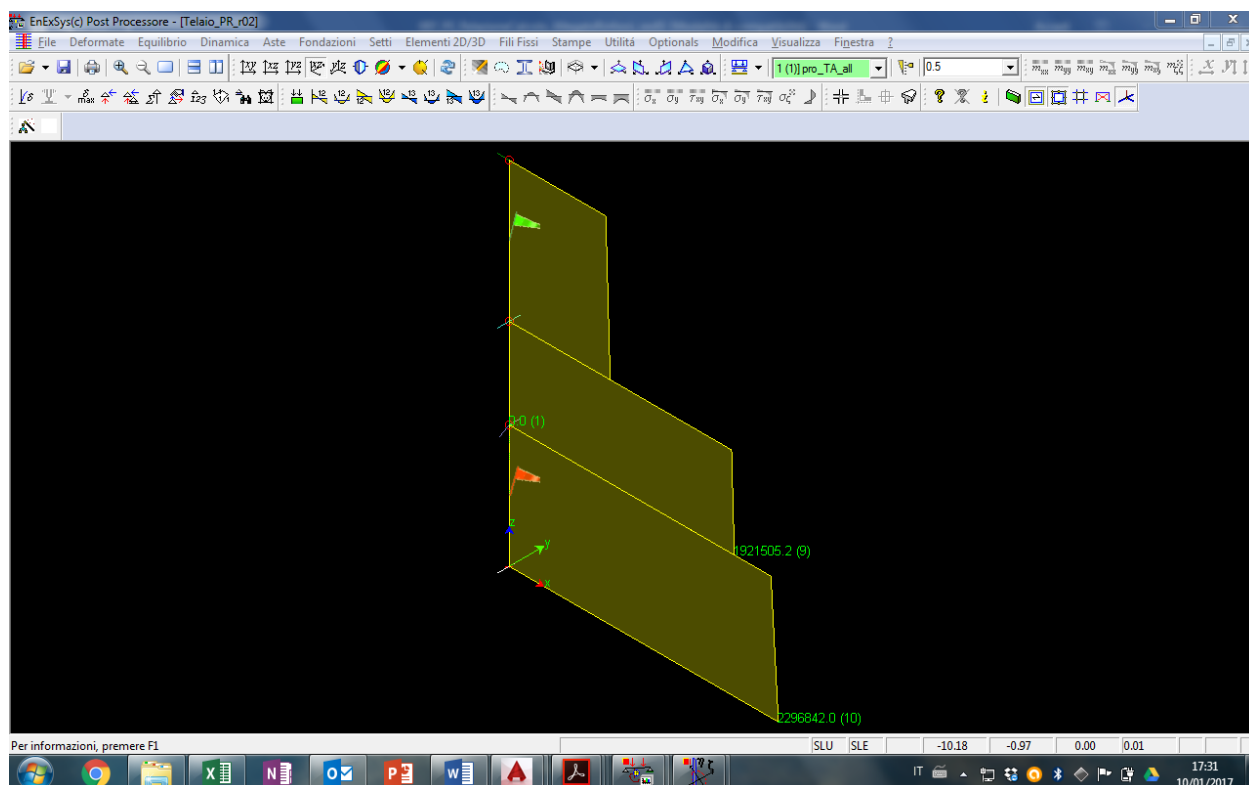


Figura 49 - PROGETTO - Involuppo di sforzo normale

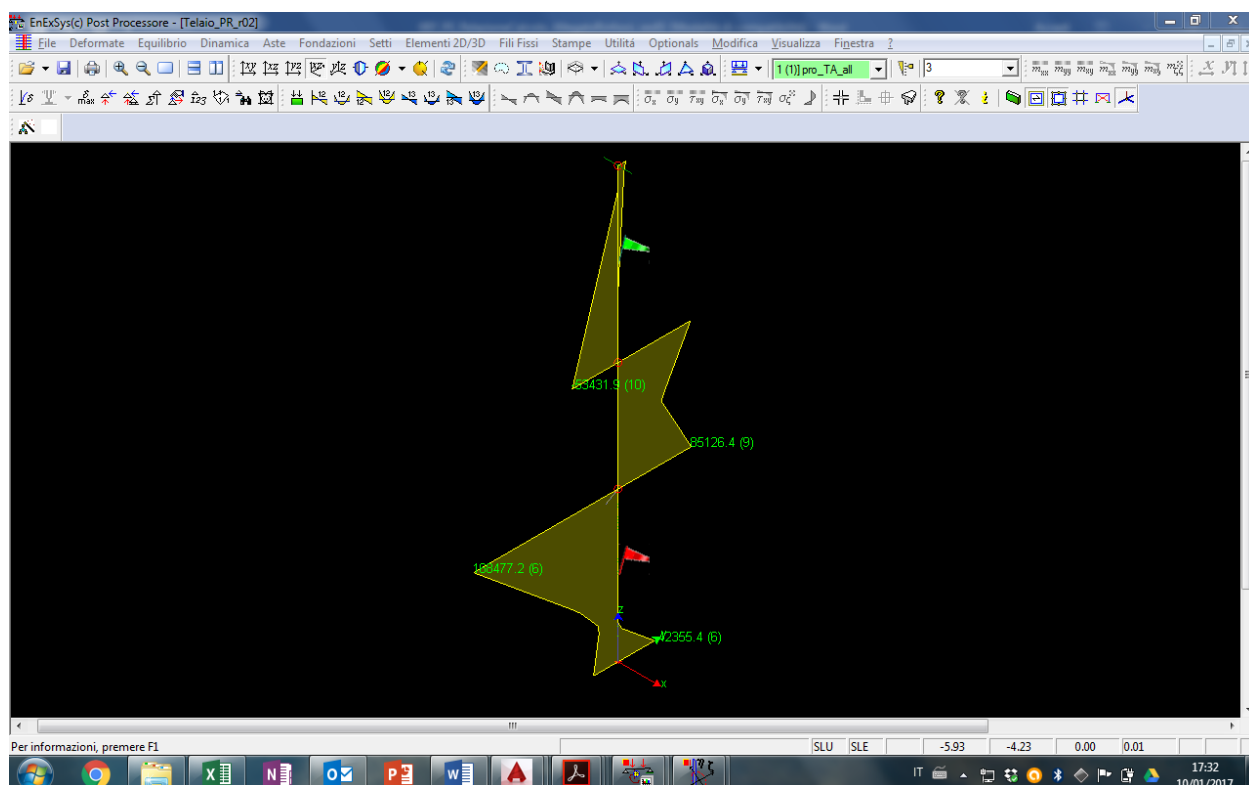


Figura 50 - PROGETTO - Involuppo di momento flettente

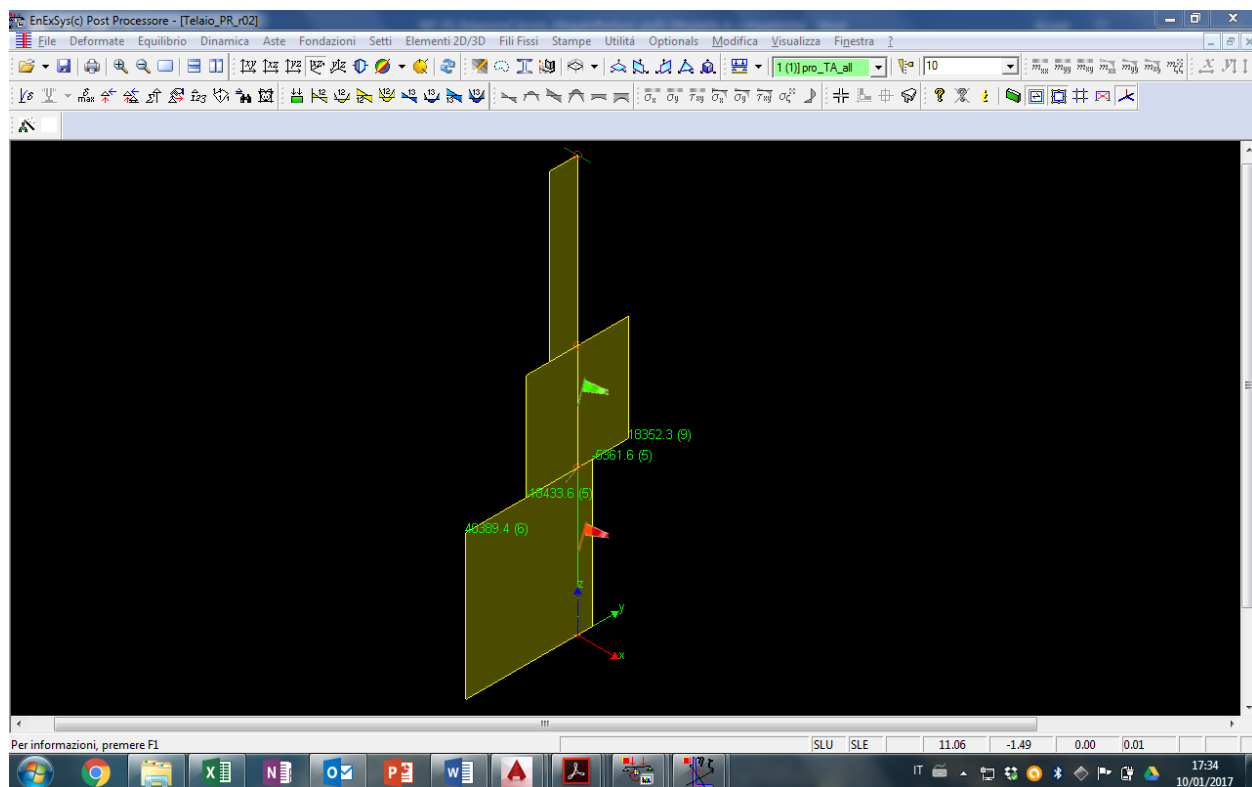
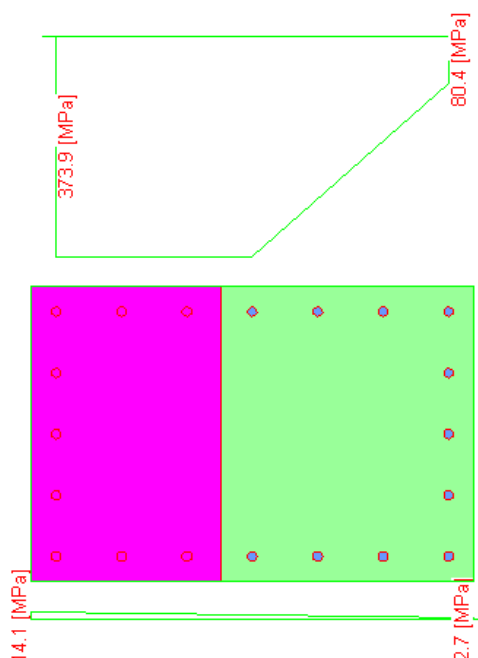


Figura 51 - PROGETTO - Involuppo di taglio

7.7.2.2 Verifiche

7.7.2.2.1 Piano interrato – pressoflessione

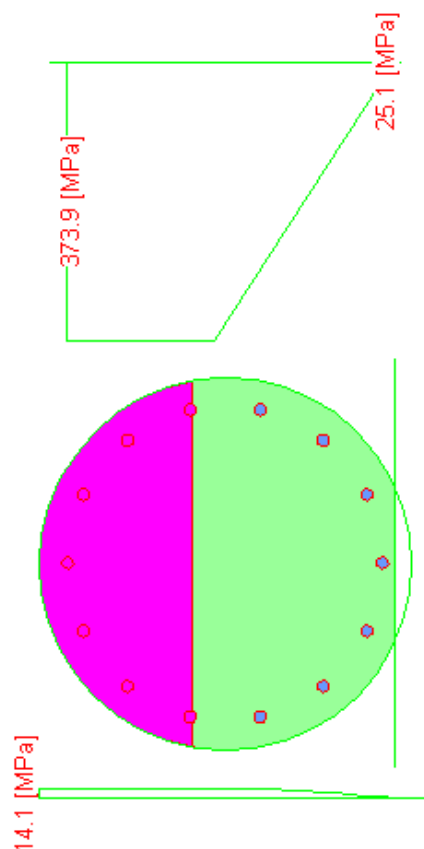


Azione	Sd	Sr	
N	-2233223.3	-5567171.1	[N]
Mx	0.0	0.1	[Nm]
My	135506.0	337801.0	[Nm]
		Sd/Sr=0.40	

7.7.2.2.2 Piano interrato – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24,9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14,11	
f_{ctd}	N/mm ²	1,19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373,91	
Altezza trave H	mm	750	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	40	
Larghezza B	mm	500	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	120	
n°braccia (H)		4	
diametro (H)	mm	8	
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
$A_{sw}(H)$	mm ²	201,06	
passo staffe (B)	mm		
n°braccia (B)			
diametro (B)	mm		
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
$A_{sw}(H)$	mm ²	0,00	
v_1		0,6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cot\theta$		1,00	
$\tan\theta$		1,00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	40,4	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	400,33	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	#DIV/0!	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcl,H}$	kN	1127,04	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcl,B}$	kN	1095,29	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	1252,26	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	1216,99	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	400,33	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	#DIV/0!	#DIV/0!

7.7.2.2.3 Piano terra – pressoflessione



Azione	Sd	Sr	
N	-1921505.2	-2975859.3	[N]
Mx	0.0	0.1	[Nm]
My	85126.4	131836.4	[Nm]
		Sd/Sr=0.65	

7.7.2.2.4 Piano terra – taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO				
INPUT				
R _{ck}	N/mm ²	30	CLS	
f _{ck}	N/mm ²	24.9		
f _{cd} =f _{ck} /γ _c	N/mm ²	14.11		
f _{ctd}	N/mm ²	1.19		
f _{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO	
f _{yd} =f _{yk} /γ _s	N/mm ²	373.91		
Altezza trave H	mm	400	CARATTERISTICHE SEZIONE	
copriferro da asse barra	mm	50		
Larghezza B	mm	400		
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO				
passo staffe (H)	mm	80		
n°braccia (H)		2		

diametro (H)	mm	8	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
$A_{sw} (H)$	mm ²	100.53	
passo staffe (B)	mm	80	
n°braccia (B)		2	
diametro (B)	mm	8	
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
$A_{sw} (H)$	mm ²	100.53	
v_1		0.6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1.00	
$\tan\theta$		1.00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	19	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rd,H}$	kN	148.01	$V_{Rsd} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rd,B}$	kN	148.01	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	444.47	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	444.47	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	493.85	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	493.85	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	148.01	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	148.01	VERIFICATO

7.7.3 Confronti

VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE

	Interrato (75x50)	Piano terra (ø50)
Stato di Fatto	0,38	0,60
Progetto	0,40	0,65

Non è necessario incrementare la resistenza delle sezioni.

Tuttavia si decide di confinare i pilastri per migliorare la resistenza a compressione dell'elemento pilastro e migliorare la duttilità in corrispondenza del nodo pilastro-trave.

7.7.4 Confinamento – Incremento resistenza sezione

Si considera la sezione fasciata con num. 2 nastri aventi altezza 25cm posti a passo 10cm nella zona centrale della sezione e num. 1 nastro continuo (sovrapposizione 5cm) nelle zone a ridosso del pilastro per un'altezza pari a 80cm.

Nel caso in esame si è in presenza di presso flessione con piccola eccentricità (centro di pressione interno al nocciolo centrale d'inerzia della sezione omogeneizzata)

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd}$$

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}$$

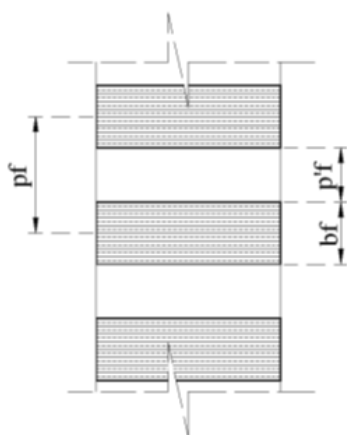
$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l$$

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}$$

$$k_{eff} = k_H \cdot k_v \cdot k_\alpha$$

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_s \cdot \varepsilon_{sk} / \gamma_f; 0.004\}$$

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{D \cdot p_f}$$



CARATTERISTICHE FRP			
σ rottura	5340 MPa	n° di strati	2
Modulo elastico	256000 MPa	b_f	250 mm
spessore (t_f)	0.164 mm	p_f	350 mm
ε rottura, $\varepsilon_{frp,v}$	0.021		
ε calcolo, $\varepsilon_{fd,rid}$ (Resistenza)	0.004		
ε calcolo, $\varepsilon_{fd,rid}$ (Duttilità)	0.013		
Coefficiente di sicurezza FRP (γ_f)	1.10		
Fattore di conversione ambientale (η_a)	0.85		
Coefficiente parziale ($\gamma_{R,d}$)	1.1		

ρ_f	0.00187
k_H	1.00
k_V	0.81
k_a	1.00
k_{eff}	0.81
Coefficienti per grande eccentricità	
f_l	3.00
$f_{l,eff}$	2.432
ε_{ccu}	9.71 ‰
Coefficienti per piccola eccentricità	
f_l	0.96
$f_{l,eff}$	0.777
f_{ccd}	19.49 MPa
$f_{l,eff}/f_{cd}$	0.05
$N_{Rcc,d}$	4526.9 kN
Sforzo Normale Ultimo senza Confinamento	
$N_{Rc,d}$	3830.8 kN

7.7.5 Confinamento – incremento duttilità

Nella zona in prossimità del nodo trave-pilastro, si considera la sezione fasciata con num. 1 nastro continuo (sovrapposizione 5cm) per un'altezza pari a 80cm.

La curvatura ultima di una sezione pressoinflessa può essere valutata attraverso un classico legame costitutivo del tipo parabola-rettangolo ed amplificando il valore della deformazione ultima, ε_{ccu} , come di seguito indicato:

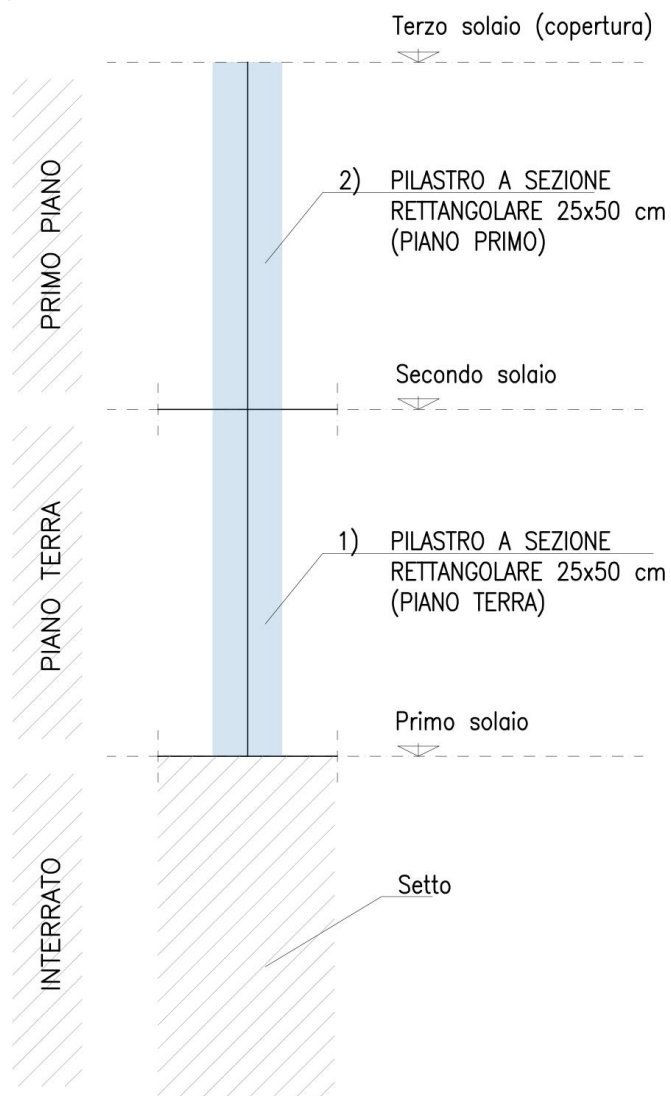
$$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{(f_{l,edd}/f_{cd})}$$

Coefficienti per piccola eccentricità	
f_l	0.67
$f_{l,eff}$	0.672

$$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{(f_{l,edd}/f_{cd})} = \mathbf{0,676\%} > \varepsilon_{c0} = 0,2\%$$

7.8 Pilastri perimetrali (num. 33-37-41-45-49-53-57)

I pilastri in oggetto hanno sezione costante di dimensione 25x50 cm e si sviluppano dal primo al terzo solaio (copertura).



7.8.1 Stato di fatto

7.8.1.1 Sollecitazioni

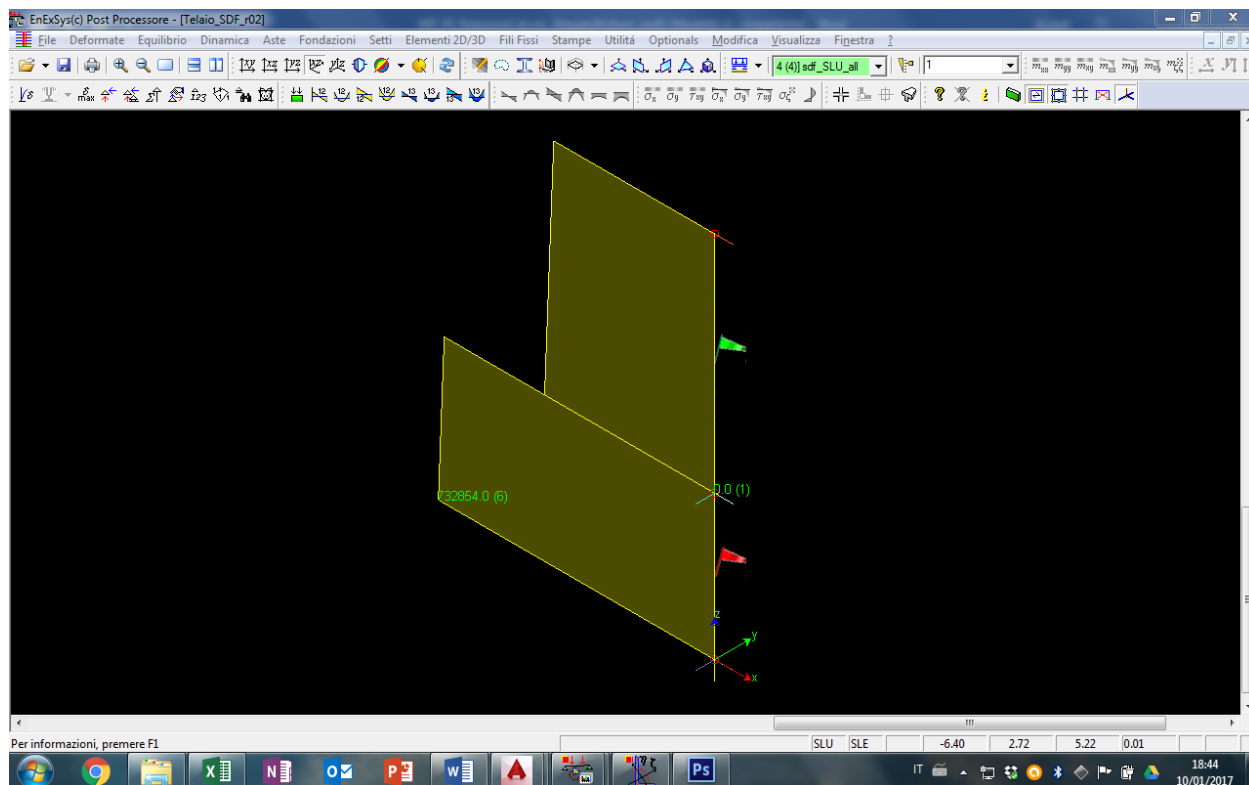


Figura 52 - SDF - Involuppo sforzo normale

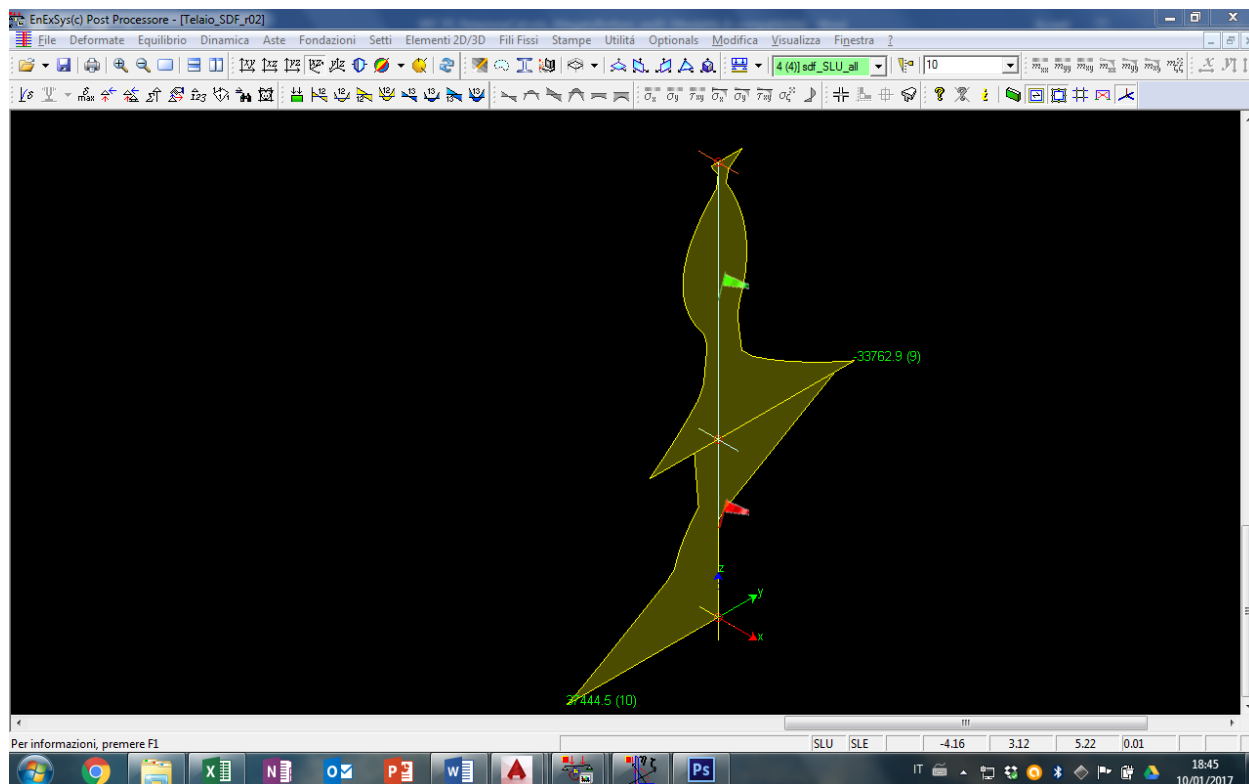


Figura 53 – SDF - Involuppo momento flettente

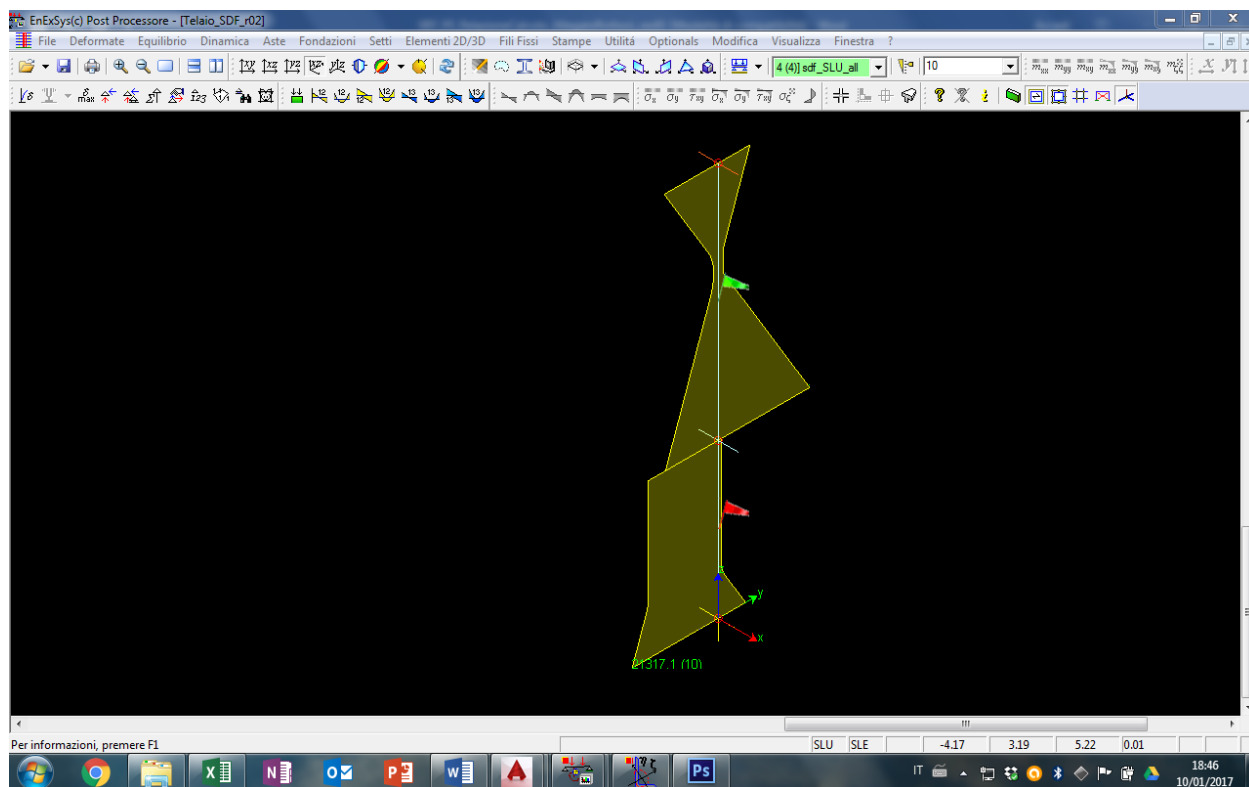
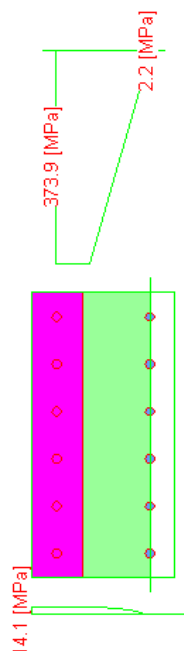


Figura 54 - SDF - Involuppo taglio

7.8.1.2 Verifiche

7.8.1.2.1 Pressoflessione



Azione	Sd	Sr	
N	-732854.0	-1639732.4	[N]
Mx	-0.0	-0.0	[Nm]
My	36905.6	82575.0	[Nm]
		Sd/Sr=0.45	

7.8.1.2.2 Taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24,9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14,11	
f_{ctd}	N/mm ²	1,19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373,91	
Altezza trave H	mm	250	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	40	
Larghezza B	mm	500	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	120	
n°braccia (H)		4	
diametro (H)	mm	8	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	201,06	
passo staffe (B)	mm	120	
n°braccia (B)		2	
diametro (B)	mm	8	
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	100,53	
v_1		0,6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1,00	
$\tan\theta$		1,00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	22,7	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	118,41	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	129,68	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	333,35	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	365,10	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	370,39	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	405,66	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	118,41	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	129,68	VERIFICATO

7.8.2 Progetto

7.8.2.1 Sollecitazioni

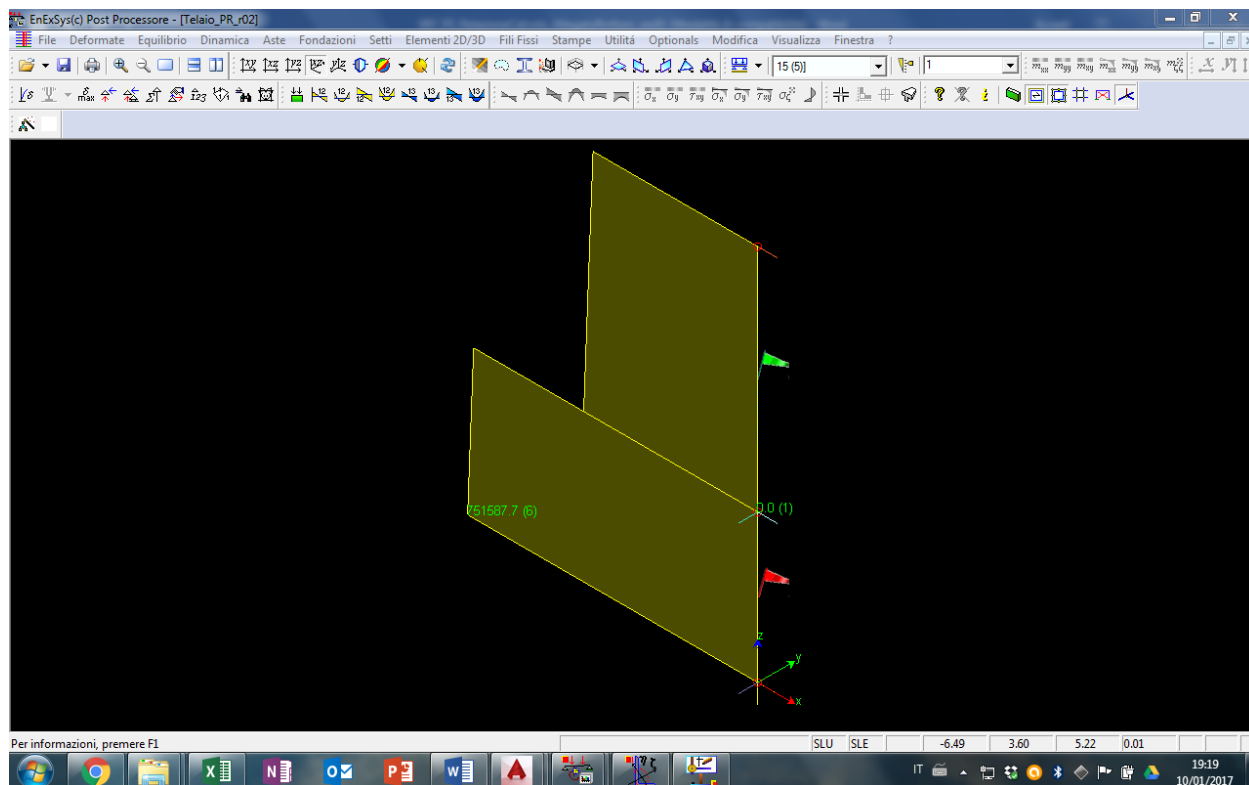


Figura 55 - PROGETTO - Involuppo momento flettente

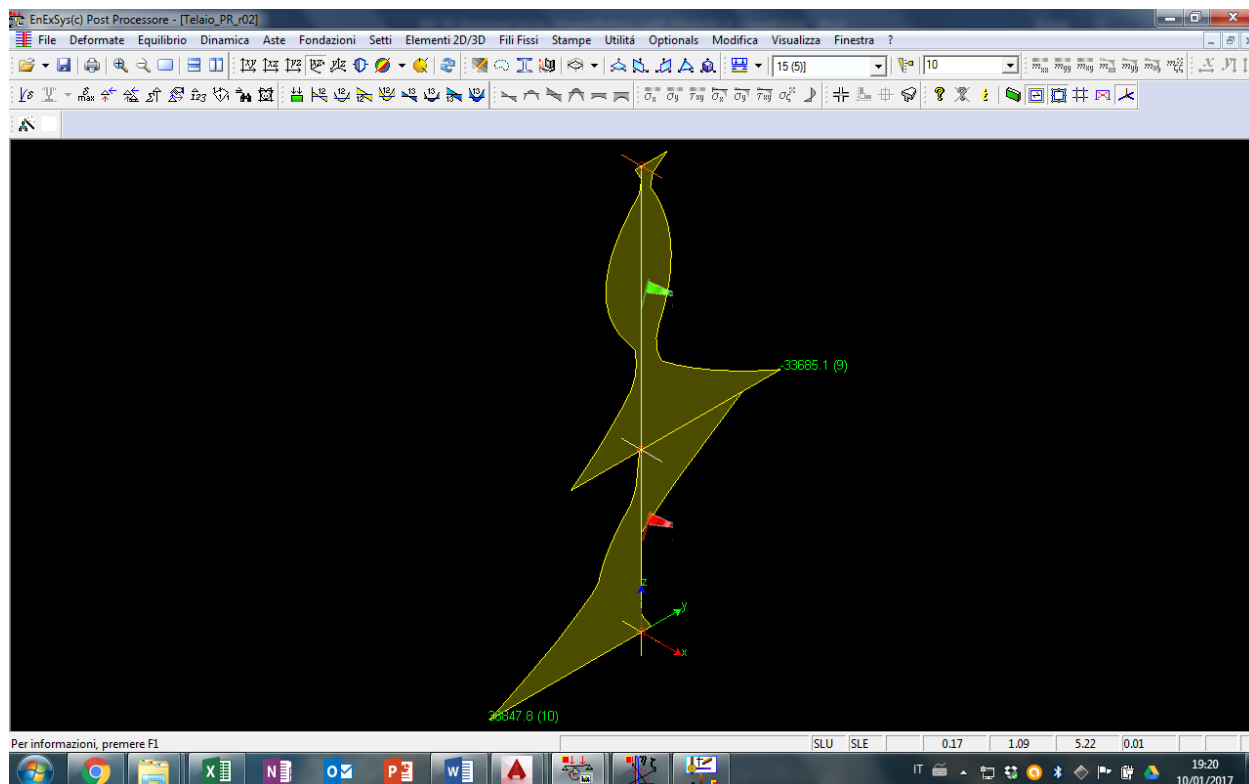


Figura 56 - PROGETTO - Involuppo momento flettente

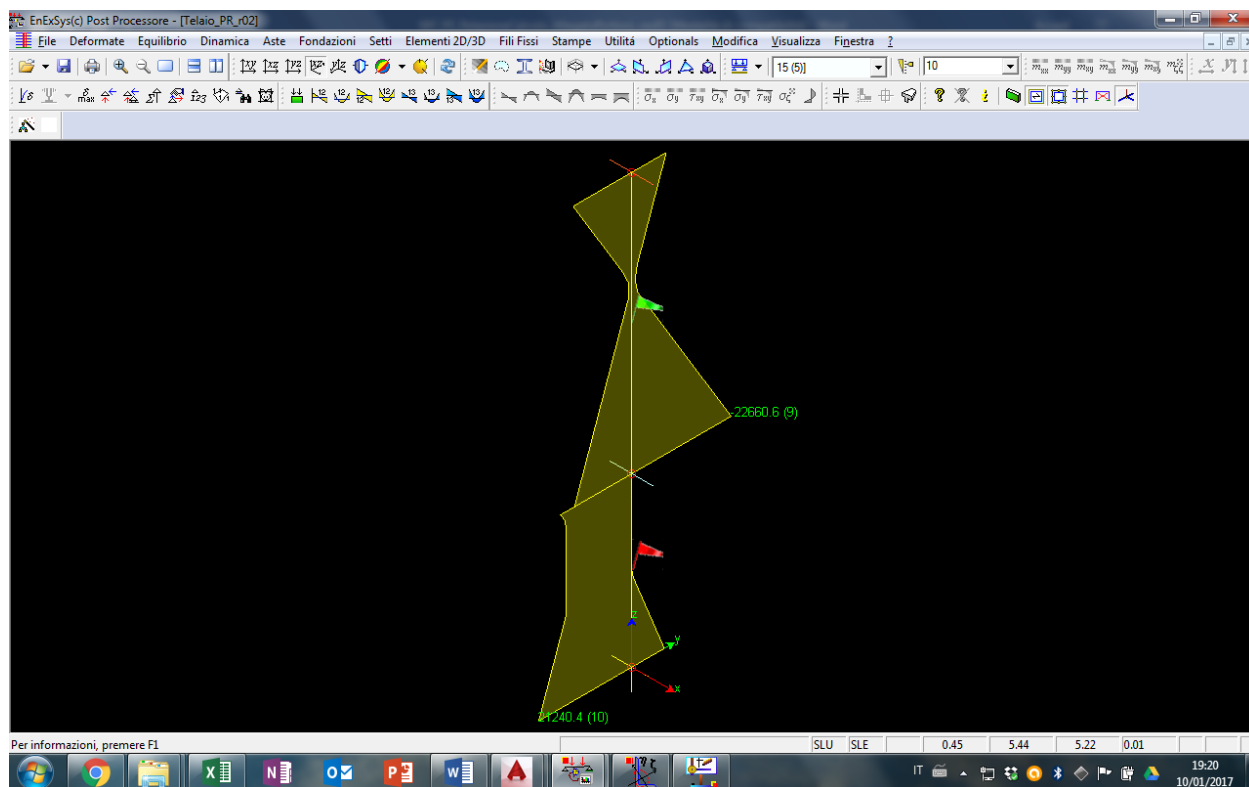
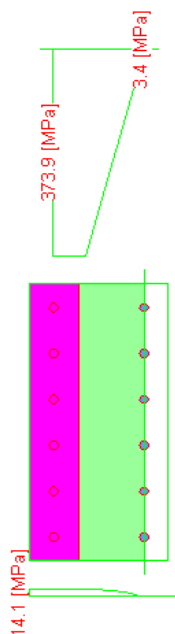


Figura 57 - PROGETTO - Involuppo taglio

7.8.2.2 Verifiche

7.8.2.2.1 Pressoflessione



Azione	Sd	Sr	
N	-734982.8	-1643003.3	[N]
Mx	-0.0	-0.1	[Nm]
My	36847.8	82370.7	[Nm]
		Sd/Sr=0.45	

7.8.2.2.2 Taglio

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24,9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14,11	
f_{ctd}	N/mm ²	1,19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373,91	
Altezza trave H	mm	250	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	40	
Larghezza B	mm	500	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	120	
n°braccia (H)		4	
diametro (H)	mm	8	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	201,06	
passo staffe (B)	mm	120	
n°braccia (B)		2	
diametro (B)	mm	8	
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	100,53	
v_1		0,6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1,00	
$\tan\theta$		1,00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	22,6	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rd,H}$	kN	118,41	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rd,B}$	kN	129,68	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	333,35	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	365,10	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	370,39	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	405,66	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	118,41	VERIFICATO
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	129,68	VERIFICATO

Le verifiche dimostrano che i pilastri interessati dal nuovo intervento non necessitano di interventi di rinforzo.

7.9 Fondazioni 200x75 cm

Si riporta ora una verifica degli elementi fondazione soggette ai nuovi carichi di progetto.

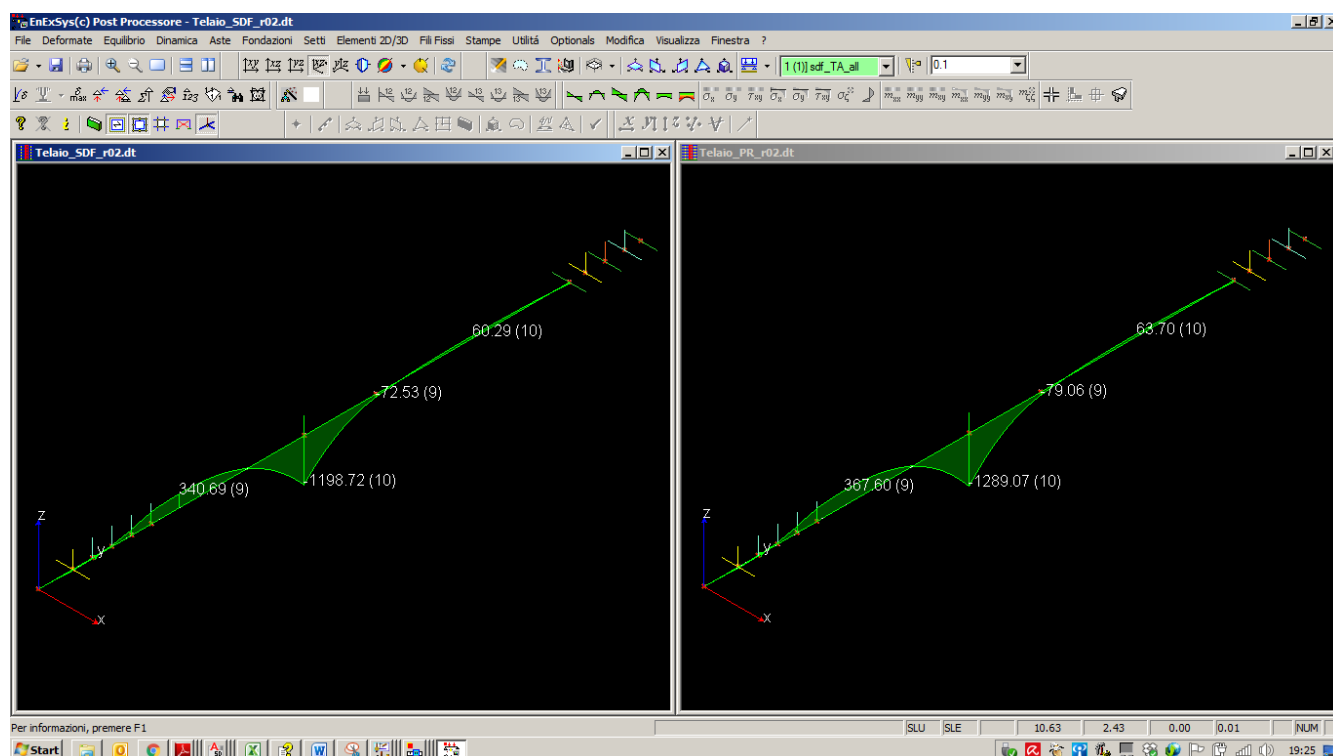


Figura 58. Massimi momento flettenti agenti allo Stato di Fatto (sx) e in Progetto (dx). Valori espressi in kNm.

Verifica a flessione (PROGETTO) – valori momento letti a filo pilastro/trave di fondazione

Azione	Sd	Sr	
N	0.00	-0.00	[kN]
Mx	1193.51	1284.38	[kNm]
My	0.00	0.00	[kNm]
		Sd/Sr=0.93	

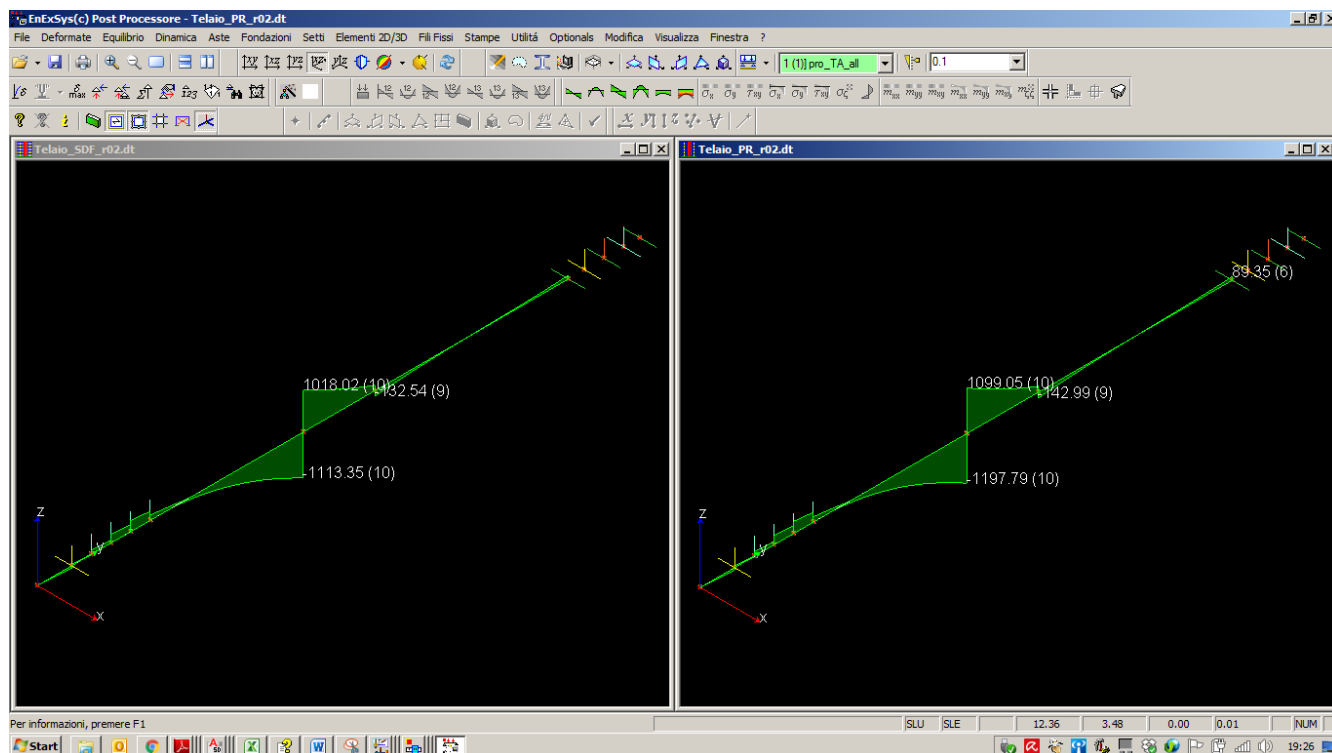


Figura 59. Massimi sforzi di taglio agenti allo Stato di Fatto (sx) e in Progetto (dx). Valori espressi in kN.

ELEMENTI CON ARMATURE A TAGLIO			
INPUT			
R_{ck}	N/mm ²	30	CLS
f_{ck}	N/mm ²	24.9	
$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	N/mm ²	14.11	
f_{ctd}	N/mm ²	1.19	
f_{yk}	N/mm ²	430	ACCIAIO
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	N/mm ²	373.91	
Altezza media trave H	mm	625	CARATTERISTICHE SEZIONE
copriferro da asse barra	mm	30	
Larghezza B	mm	2000	
CALCOLO ARMATURA A TAGLIO			
passo staffe (H)	mm	150	
n°braccia (H)		8	
diametro (H)	mm	12	
n°braccia (H)	mm		
diametro (H)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	904.78	
passo staffe (B)	mm	150	
n°braccia (B)		3	
diametro (B)	mm	12	
n°braccia (B)	mm		
diametro (B)	mm		
A_{sw} (H)	mm ²	339.29	

v_1		0.6	
α_c		1	
α		90	
θ		45	
$\cotg\theta$		1.00	
$\tan\theta$		1.00	
$\cot\alpha$		0	
$\sin\alpha$		1	
RISULTATI			
taglio agente lungo H $V_{ed,H}$	kN	1198	
taglio agente lungo B $V_{ed,B}$	kN	0	
taglio resistente acciaio lungo H $V_{rds,H}$	kN	1207.76	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
taglio resistente acciaio lungo B $V_{rds,B}$	kN	1499.55	
taglio resistente cls lungo H $V_{rcd,H}$	kN	3777.95	$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$
taglio resistente cls lungo B $V_{rcd,B}$	kN	3908.91	
taglio limite agente lungo H $V_{ed,H,max}$	kN	4197.73	$V_{ed,max} = 0.5 b d f'_{cd} v$ [par. 4.1.2.1.3.3 NTC '08]
taglio limite agente lungo B $V_{ed,B,max}$	kN	4343.23	
taglio resistente lungo H $V_{rd,H}$	kN	1207.76	<u>VERIFICATO</u>
taglio resistente lungo B $V_{rd,B}$	kN	1499.55	<u>VERIFICATO</u>

8. VERIFICHE STRUTTURALI SLE

8.1 Verifiche di deformabilità

Si riporta di seguito il confronto tra le deformate massime in combinazioni caratteristiche (Rare) Stato di Fatto e Progetto dei principali elementi strutturali interessato dagli interventi di rinforzo.

8.1.1 Solaio tipo I a 8 campate

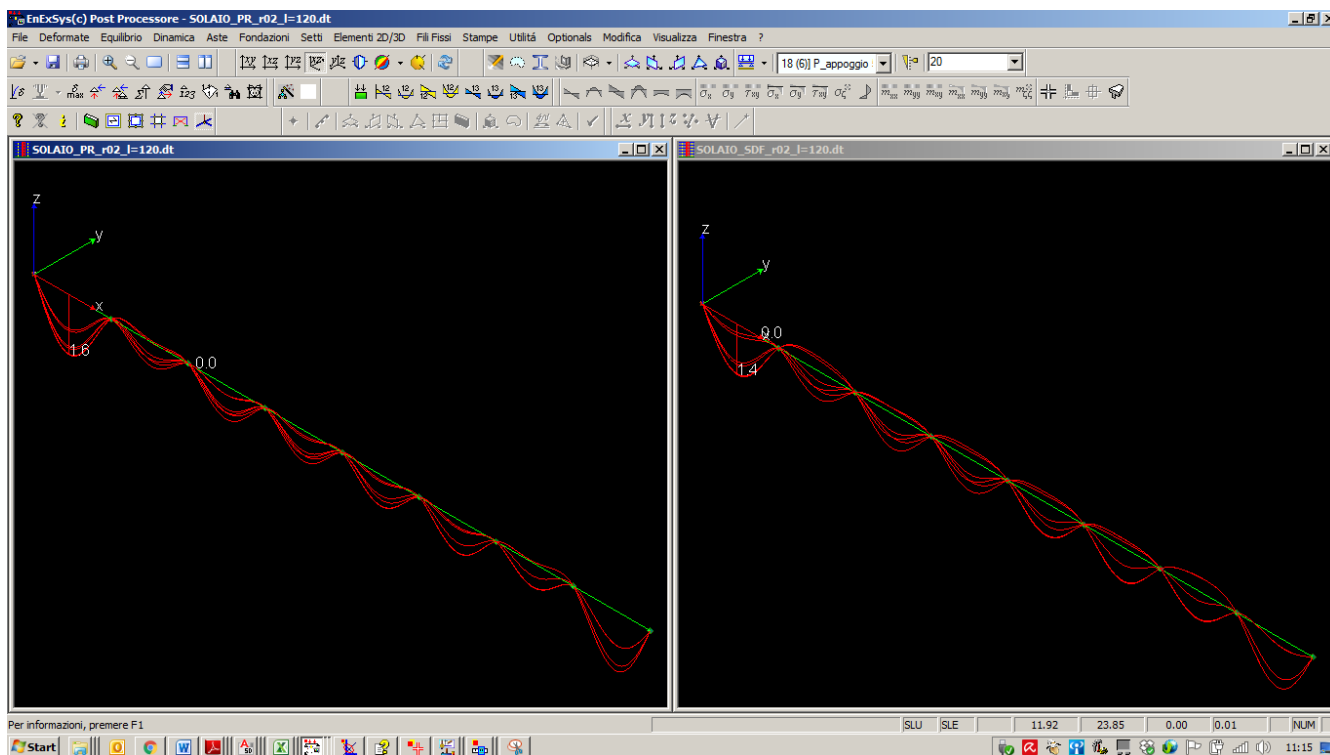


Figura 60. Deformata Progetto (sx) e Stato di Fatto (dx). Valori espressi in mm.

$$f_{\max} = 1.6\text{mm} < L/250 = 4700/250 = 18.8 \text{ mm}$$

8.1.2 Solaio tipo II a 2 campate

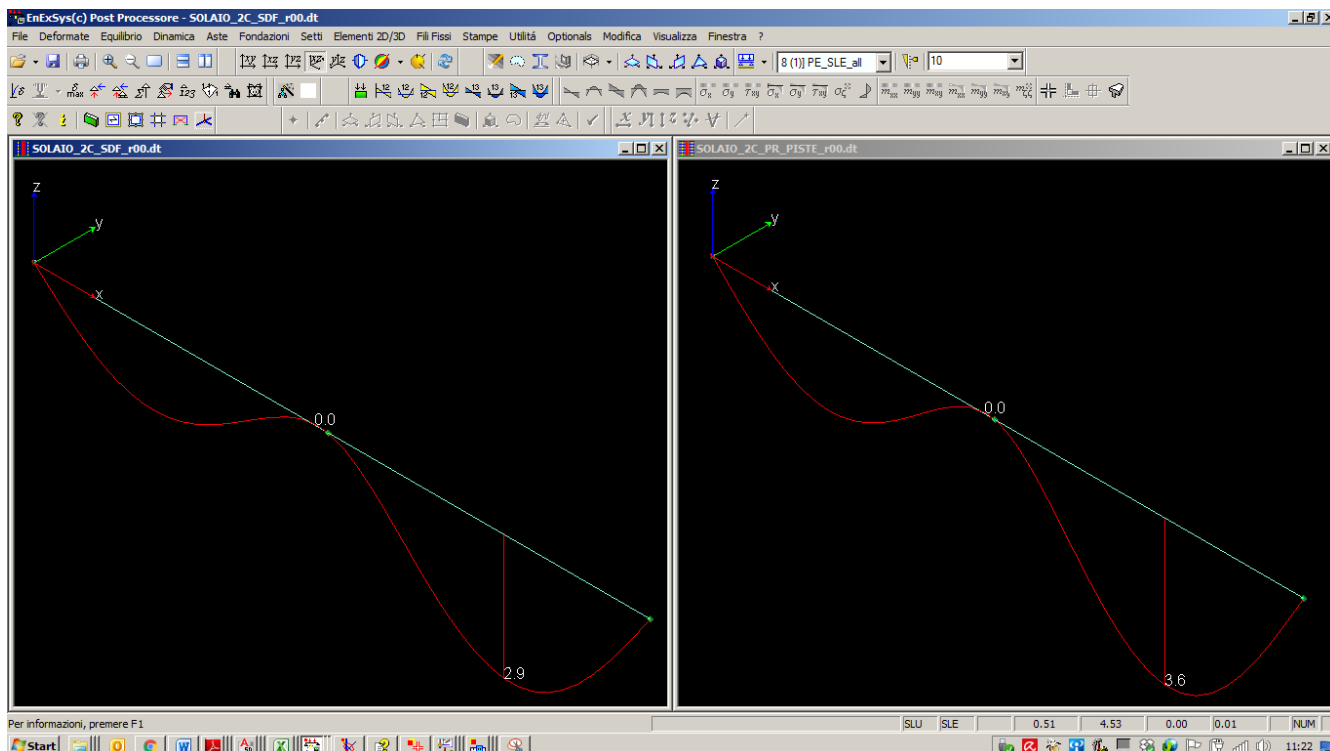


Figura 61. Deformata Progetto (dx) e Stato di Fatto (sx). Valori espressi in mm.

$$f_{\max} = 3.6 \text{ mm} < L/250 = 6590/250 = 26 \text{ mm}$$

8.1.3 Trave telaio 50x100cm

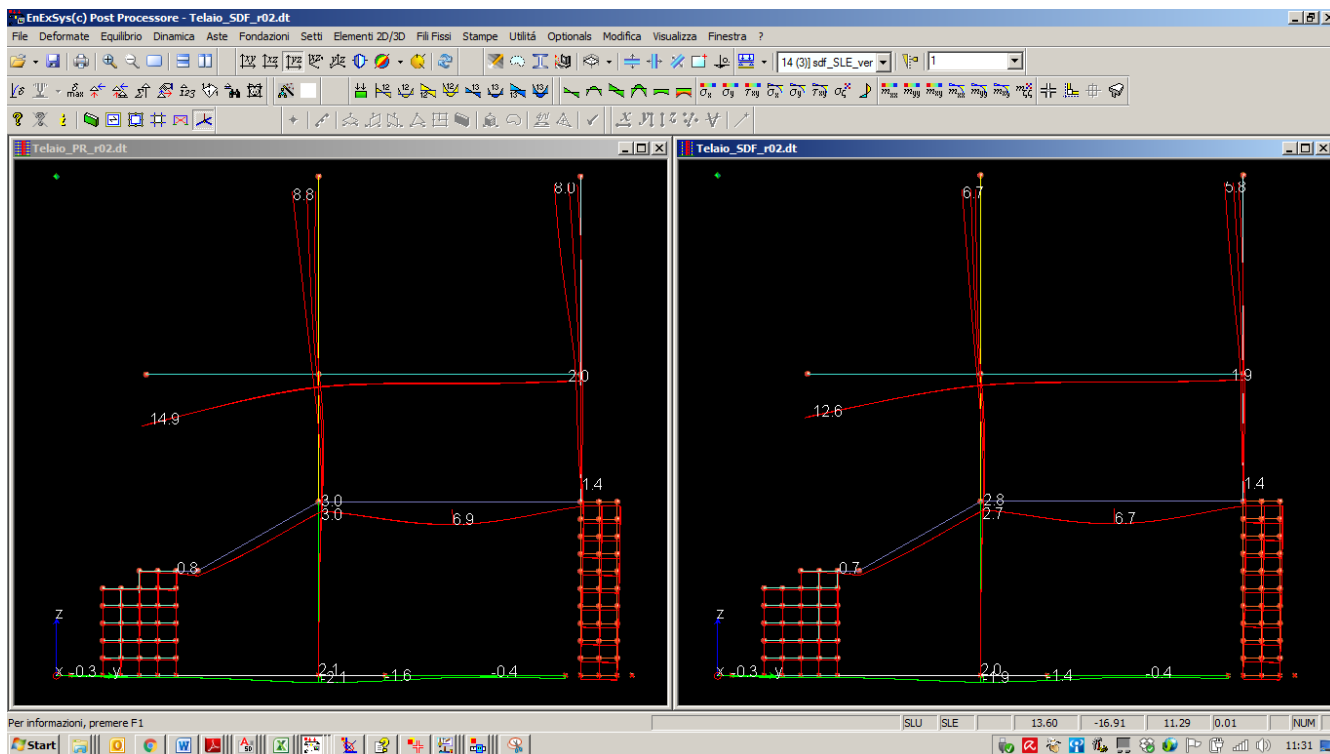


Figura 62. Deformata Progetto (sx) e Stato di Fatto (dx). Valori espressi in mm.

$$f_{\max} = 14.9\text{mm} < L/250 = 2 \cdot 5200/250 = 41 \text{ mm}$$

8.2 Verifiche di fessurazione

Si riportano di seguito le verifiche allo stato limite di fessurazione per le combinazioni SLE quasi permanenti e frequenti. Le fessure massime devono essere minori delle seguenti fessure limite:

- $w_{fr} < w_3 = 0.4\text{mm}$ combinazioni SLE frequenti
- $w_{qp} < w_2 = 0.3\text{mm}$ combinazioni SLE quasi permanenti

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

8.2.1 Solaio tipo I a 8 campate

Combinazione frequente – fessure intradosso (campata)

Geometria della sezione		
Altezza della sezione	h	230 [mm]
Larghezza della sezione	b	450 [mm]
Altezza utile della sezione	d	185 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	35 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>		
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$	6 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$	10 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	471 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>		
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$	6 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$	5 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	118 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali		
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	24.9 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
 Asse neutro della sezione

σ_s	245	[MPa]
x	4.681	[mm]
	Lunga	

Tipo e durata dei carichi applicati
 Coefficiente di omogeneizzazione
 Area totale delle armature presenti nella zona tesa
 Area efficace tesa di calcestruzzo

α_e	6.55	[-]
A_s	589	[mm ²]
$A_{c,eff.1}$	50625	[mm ²]
$A_{c,eff.2}$	33798	[mm ²]
$A_{c,eff.3}$	51750	[mm ²]
$A_{c,eff.min}$	33798	[mm ²]



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso
 Resistenza efficace media del calcestruzzo
 Fattore di durata del carico

$\rho_{p,eff}$	0.01743	[-]
$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
k_t	0.4	[-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000714	[-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000872	[-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.000872	[-]

Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)
 Diametro equivalente delle barre
 Spaziatura massima di riferimento
 Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

s	100	[mm]
ϕ_{eq}	8.33	[mm]
$s_{max,rif}$	170.8333	[mm]
k_1	0.800	[-]
k_2	1.000	[-]
k_3	3.400	[-]
k_4	0.425	[-]

Distanza massima tra le fessure

$s_{r,max.1}$	265	[mm]
$s_{r,max.2}$	293	[mm]
$s_{r,max}$	265	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente

$w_{k,lim}$	0.40	[mm]
w_k	0.23	[mm]

Ampiezza delle fessure (di calcolo)

Combinazione quasi permanente – fessure intradosso (campata)

Geometria della sezione

Altezza della sezione
 Larghezza della sezione
 Altezza utile della sezione
 Distanza tra asse armatura e lembo compresso
 Ricoprimento dell'armatura

h	230	[mm]
b	450	[mm]
d	185	[mm]
d'	35	[mm]
c	30	[mm]

Armatura tesa ordinaria

Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	6	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	10	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	471	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	6	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	5	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	118	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	24.9	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
 Asse neutro della sezione

σ_s	236	[MPa]
x	4.681	[mm]

Lunga ▼

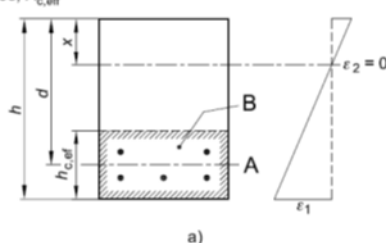
Tipo e durata dei carichi applicati
 Coefficiente di omogeneizzazione
 Area totale delle armature presenti nella zona tesa
 Area efficace tesa di calcestruzzo

α_e	6.55	[-]
A_s	589	[mm ²]
$A_{c,eff,1}$	50625	[mm ²]
$A_{c,eff,2}$	33798	[mm ²]
$A_{c,eff,3}$	51750	[mm ²]
$A_{c,eff,min}$	33798	[mm ²]

figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

- a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso
 Resistenza efficace media del calcestruzzo
 Fattore di durata del carico

$\rho_{p,eff}$	0.01743	[-]
$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
k_t	0.4	[-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000687	[-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000828	[-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.000828	[-]

Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)
 Diametro equivalente delle barre
 Spaziatura massima di riferimento
 Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

s	100	[mm]
ϕ_{eq}	8.33	[mm]
$s_{max,rif}$	170.8333	[mm]
k_1	0.800	[-]
k_2	1.000	[-]
k_3	3.400	[-]
k_4	0.425	[-]

Distanza massima tra le fessure

$s_{r,max,1}$	265	[mm]
$s_{r,max,2}$	293	[mm]
$s_{r,max}$	265	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$W_{k,lim}$	0.30	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	W_k	0.22	[mm]

Combinazione SLE frequente – appoggio

(non si considera a favore di sicurezza la presenza dei rinforzi in FRP che riducono l'ampiezza delle fessure)

Geometria della sezione			
Altezza della sezione	h	230	[mm]
Larghezza della sezione	b	450	[mm]
Altezza utile della sezione	d	163	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	67	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	60	[mm]
Armatura tesa ordinaria			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	3	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	14	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	462	[mm ²]
Armatura tesa di infittimento			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	6	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	5	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	118	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	24.9	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
Asse neutro della sezione

σ_s	340	[MPa]
x	40	[mm]

Lunga

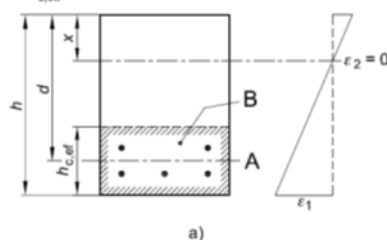
Tipo e durata dei carichi applicati
Coefficiente di omogeneizzazione
Area totale delle armature presenti nella zona tesa
Area efficace tesa di calcestruzzo

α_e	6.55	[-]
A_s	580	[mm ²]
$A_{c,eff,1}$	75375	[mm ²]
$A_{c,eff,2}$	28500	[mm ²]
$A_{c,eff,3}$	51750	[mm ²]
$A_{c,eff,min}$	28500	[mm ²]

figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

- a) Trave
A Livello del baricentro dell'acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso

 $\rho_{p,eff}$

0.02034 [-]

Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0.4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000990	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.001374	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.001374	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	150	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	10.25	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	325.625	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0.800	[-]
	k_2	0.500	[-]
	k_3	3.400	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$	290	[mm]
	$s_{r,max.2}$	247	[mm]
	$s_{r,max}$	290	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.40	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0.40	[mm]

Combinazione SLE quasi permanente – appoggio

(non si considera a favore di sicurezza la presenza dei rinforzi in FRP che riducono l'ampiezza delle fessure)

Geometria della sezione			
Altezza della sezione	h	230	[mm]
Larghezza della sezione	b	450	[mm]
Altezza utile della sezione	d	163	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	67	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	60	[mm]
Armatura tesa ordinaria			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	3	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	14	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	462	[mm ²]
Armatura tesa di infittimento			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	6	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	5	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	118	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	24.9	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	252	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	40	[mm]
		Lunga	
Tipo e durata dei carichi applicati			
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6.55	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	580	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$	75375	[mm ²]
	$A_{c,eff.2}$	28500	[mm ²]

$A_{c,eff.3}$ 51750 [mm²]
 $A_{c,eff.min}$ 28500 [mm²]



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso
 Resistenza efficace media del calcestruzzo
 Fattore di durata del carico

$\rho_{p,eff}$ 0.02034 [-]
 $f_{ct,eff}$ 2.6 [MPa]
 k_t 0.4 [-]

Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls

$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000734 [-]
 $[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0.000947 [-]
 $[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$ 0.000947 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)
 Diametro equivalente delle barre
 Spaziatura massima di riferimento
 Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

s 150 [mm]
 ϕ_{eq} 10.25 [mm]
 $s_{max,rif}$ 325.625 [mm]
 k_1 0.800 [-]
 k_2 0.500 [-]
 k_3 3.400 [-]
 k_4 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure

$s_{r,max.1}$ 290 [mm]
 $s_{r,max.2}$ 247 [mm]
 $s_{r,max}$ 290 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente

$w_{k,lim}$ 0.30 [mm]
 w_k 0.27 [mm]

8.2.2 Solaio tipo II a 2 campate

Combinazione frequente – fessure intradosso (campata)

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 320 [mm]
Larghezza della sezione	b 450 [mm]
Altezza utile della sezione	d 183 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 37 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 30 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f.1}$ 6 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f.1}$ 14 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf.1}$ 924 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f.2}$ 6 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f.2}$ 5 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf.2}$ 118 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
 Resistenza a trazione media del calcestruzzo
 Modulo di elasticità del calcestruzzo
 Resistenza a snervamento dell'acciaio
 Modulo di elasticità dell'acciaio

f_{ck}	24.9	[MPa]
f_{ctm}	2.6	[MPa]
E_{cm}	31447	[MPa]
f_{yk}	430	[MPa]
E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
 Asse neutro della sezione

σ_s	224	[MPa]
x	77	[mm]

Lunga ▼

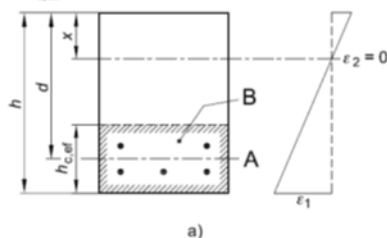
Tipo e durata dei carichi applicati
 Coefficiente di omogeneizzazione
 Area totale delle armature presenti nella zona tesa
 Area efficace tesa di calcestruzzo

α_e	6.55	[-]
A_s	1041	[mm ²]
$A_{c,eff.1}$	154125	[mm ²]
$A_{c,eff.2}$	36450	[mm ²]
$A_{c,eff.3}$	72000	[mm ²]
$A_{c,eff.min}$	36450	[mm ²]

figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

- a) Trave
- A Livello del baricentro dell'acciaio
- B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso
 Resistenza efficace media del calcestruzzo
 Fattore di durata del carico

$\rho_{p,eff}$	0.02857	[-]
$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
k_t	0.4	[-]

Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls

$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0.000652	[-]
$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000881	[-]
$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0.000881	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)
 Diametro equivalente delle barre
 Spaziatura massima di riferimento
 Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

s	100	[mm]
ϕ_{eq}	11.63	[mm]
$s_{max,rif}$	179.0789	[mm]
k_1	0.800	[-]
k_2	1.000	[-]
k_3	3.400	[-]
k_4	0.425	[-]

Distanza massima tra le fessure

$s_{r,max.1}$	240	[mm]
$s_{r,max.2}$	316	[mm]
$s_{r,max}$	240	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente
 Ampiezza delle fessure (di calcolo)

$w_{k,lim}$	0.40	[mm]
w_k	0.21	[mm]

Combinazione quasi permanente – fessure intradosso (campata)

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	320	[mm]
Larghezza della sezione	b	450	[mm]
Altezza utile della sezione	d	183	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	37	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30	[mm]
Armatura tesa ordinaria			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$	6	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$	14	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$	924	[mm ²]
Armatura tesa di infittimento			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$	6	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$	5	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$	118	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	24.9	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

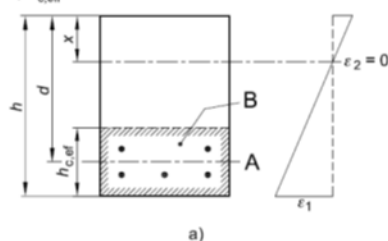
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	210	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	77	[mm]
		Lunga	
Tipo e durata dei carichi applicati	α_e	6.55	[-]
Coefficiente di omogeneizzazione	A_s	1041	[mm ²]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_{c,eff,1}$	154125	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,2}$	36450	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	72000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	36450	[mm ²]

figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

a) Trave

A Livello del baricentro dell'acciaio

B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$ 

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.02857	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0.4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0.000612	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000813	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0.000813	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	100	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	11.63	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	179.0789	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0.800	[-]
	k_2	1.000	[-]

	k_3	3.400	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$	240	[mm]
	$s_{r,max.2}$	316	[mm]
	$s_{r,max}$	240	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.30	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0.20	[mm]

Combinazione SLE frequente/quasi permanente – appoggio

Le armature sono le medesime presenti in campata (num. 2 \varnothing 14/traliccio).

La tensione nelle armature tese (momento flettente negativo letto a filo trave uguale al momento positivo in campata) è simile alla tensione presente nelle barre di campata.

Si omettono pertanto le verifiche a fessurazione anche in ragione del fatto che la presenza del rinforzo in FRP riduce l'ampiezza delle fessure.

8.2.3 Trave telaio ribassata 50x100cm

Combinazione frequente - appoggio

Geometria della sezione			
Altezza della sezione	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione	b	500	[mm]
Altezza utile della sezione	d	930	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	70	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	60	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	12	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	3770	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	24.9	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	306	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	314	[mm]
		Lunga	
Tipo e durata dei carichi applicati	α_e	6.55	[-]
Coefficiente di omogeneizzazione	A_s	3770	[mm ²]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_{c,eff.1}$	87500	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.2}$	114333	[mm ²]
	$A_{c,eff.3}$	250000	[mm ²]

$A_{c,eff,min}$ 87500 [mm²]



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso
 Resistenza efficace media del calcestruzzo
 Fattore di durata del carico

$\rho_{p,eff}$ 0.04308 [-]
 $f_{ct,eff}$ 2.6 [MPa]
 k_t 0.4 [-]

Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls

$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000891 [-]
 $[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0.001338 [-]
 $[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$ 0.001338 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)
 Diametro equivalente delle barre
 Spaziatura massima di riferimento
 Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

s 100 [mm]
 ϕ_{eq} 20.00 [mm]
 $s_{max,rif}$ 350 [mm]
 k_1 0.800 [-]
 k_2 0.500 [-]
 k_3 3.400 [-]
 k_4 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure

$s_{r,max,1}$ 283 [mm]
 $s_{r,max,2}$ 892 [mm]
 $s_{r,max}$ 283 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente

$w_{k,lim}$ 0.40 [mm]

Ampiezza delle fessure (di calcolo)

w_k 0.38 [mm]

Combinazione quasi permanenti - 20cm da appoggio

Geometria della sezione

Altezza della sezione
 Larghezza della sezione
 Altezza utile della sezione
 Distanza tra asse armatura e lembo compresso
 Ricoprimento dell'armatura

h 1000 [mm]
 b 500 [mm]
 d 930 [mm]
 d' 70 [mm]
 c 60 [mm]

Armatura tesa ordinaria

Numero di ferri tesi presenti nella sezione
 Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione
 Area dei ferri tesi presenti nella sezione

$n_{f,1}$ 12 [-]
 $\phi_{f,1}$ 20 [mm]
 $A_{sf,1}$ 3770 [mm²]

Armatura tesa di infittimento

Numero di ferri tesi presenti nella sezione
 Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione
 Area dei ferri tesi presenti nella sezione

$n_{f,2}$ 0 [-]
 $\phi_{f,2}$ 0 [mm]
 $A_{sf,2}$ 0 [mm²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo
 Resistenza a trazione media del calcestruzzo

f_{ck} 24.9 [MPa]
 f_{ctm} 2.6 [MPa]

Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
 Asse neutro della sezione

σ_s	249	[MPa]
x	314	[mm]

Lunga ▼

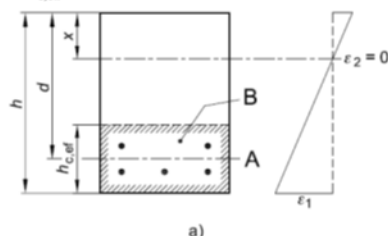
Tipo e durata dei carichi applicati
 Coefficiente di omogeneizzazione
 Area totale delle armature presenti nella zona tesa
 Area efficace tesa di calcestruzzo

α_e	6.55	[-]
A_s	3770	[mm ²]
$A_{c,eff.1}$	87500	[mm ²]
$A_{c,eff.2}$	114333	[mm ²]
$A_{c,eff.3}$	250000	[mm ²]
$A_{c,eff.min}$	87500	[mm ²]

figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

- a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso
 Resistenza efficace media del calcestruzzo
 Fattore di durata del carico

$\rho_{p,eff}$	0.04308	[-]
$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
k_t	0.4	[-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000725	[-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.001061	[-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.001061	[-]

Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)
 Diametro equivalente delle barre
 Spaziatura massima di riferimento
 Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

s	40	[mm]
ϕ_{eq}	20.00	[mm]
$s_{max,rif}$	350	[mm]
k_1	0.800	[-]
k_2	0.500	[-]
k_3	3.400	[-]
k_4	0.425	[-]

Distanza massima tra le fessure

$s_{r,max.1}$	283	[mm]
$s_{r,max.2}$	892	[mm]
$s_{r,max}$	283	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente

$w_{k,lim}$	0.30	[mm]
w_k	0.30	[mm]

Ampiezza delle fessure (di calcolo)

Combinazione frequente – campata**Geometria della sezione**

Altezza della sezione
 Larghezza della sezione

h	1000	[mm]
b	500	[mm]

Altezza utile della sezione	d	930	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	70	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	60	[mm]
Armatura tesa ordinaria			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	6	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	16	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1206	[mm ²]
Armatura tesa di infittimento			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	24.9	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	141	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	205	[mm]

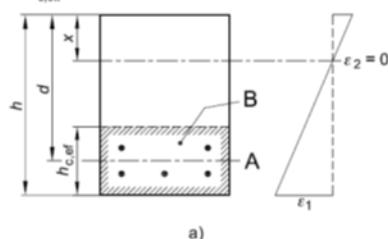
Lunga ▼

Tipo e durata dei carichi applicati	α_e	6.55	[-]
Coefficiente di omogeneizzazione	A_s	1206	[mm ²]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_{c,eff,1}$	87500	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,2}$	132500	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	250000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	87500	[mm ²]

figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

- a) Trave
A Livello del baricentro dell'acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.01379	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0.4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0.000411	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000292	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0.000411	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	40	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	16.00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	340	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0.800	[-]
	k_2	0.500	[-]
	k_3	3.400	[-]
	k_4	0.425	[-]

Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max.1}$	401	[mm]
	$S_{r,max.2}$	1034	[mm]
	$S_{r,max}$	401	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.40	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0.16	[mm]

Combinazione quasi permanente – campata

Geometria della sezione			
Altezza della sezione	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione	b	500	[mm]
Altezza utile della sezione	d	930	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	70	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	60	[mm]
Armatura tesa ordinaria			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	6	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	16	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1206	[mm ²]
Armatura tesa di infittimento			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	24.9	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	137	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	205	[mm]

Lunga ▼

Tipo e durata dei carichi applicati	α_e	6.55	[-]
Coefficiente di omogeneizzazione	A_s	1206	[mm ²]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_{c,eff.1}$	87500	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.2}$	132500	[mm ²]
	$A_{c,eff.3}$	250000	[mm ²]
	$A_{c,eff.min}$	87500	[mm ²]



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.01379	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0.4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000399	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000272	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.000399	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	40	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	16.00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	340	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0.800	[-]
	k_2	0.500	[-]
	k_3	3.400	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$	401	[mm]
	$s_{r,max.2}$	1034	[mm]
	$s_{r,max}$	401	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.30	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0.16	[mm]

8.2.4 Trave in spessore 120x32cm

Combinazioni frequenti

Geometria della sezione			
Altezza della sezione	h	320	[mm]
Larghezza della sezione	b	1200	[mm]
Altezza utile della sezione	d	290	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	50	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	30	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	8	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	16	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1608	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	24.9	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31447	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	430	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	334	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	80	[mm]
		Lunga	
Tipo e durata dei carichi applicati			
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6.55	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1608	[mm ²]

Area efficace tesa di calcestruzzo

$A_{c,eff.1}$	90000	[mm ²]
$A_{c,eff.2}$	96000	[mm ²]
$A_{c,eff.3}$	192000	[mm ²]
$A_{c,eff.min}$	90000	[mm ²]

2 Breve
Lunga

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.01787	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0.4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000973	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.001311	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.001311	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	40	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	16.00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	190	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0.800	[-]
	k_2	0.500	[-]
	k_3	3.400	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$	254	[mm]
	$s_{r,max.2}$	312	[mm]
	$s_{r,max}$	254	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.40	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0.33	[mm]

8.3 Verifica delle tensioni in esercizio

Si riportano di seguito le verifiche delle tensioni in esercizio delle sezioni maggiormente sollecitate oggetto di rinforzo FRP (sezione su appoggi di solai e travi) e non (sezioni in campata di solaio e trave).

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara).}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 11.20 \text{ MPa per combinazione quasi permanente.}$$

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 344 \text{ MPa.}$$

8.3.1 Solaio tipo I a 8 campate

Verifica in Campata 1 (sezione non rinforzata)

$$\sigma_c = 5.6 \text{ MPa} < 0,60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara).}$$

$$\sigma_c = 4.9 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 11.20 \text{ MPa per combinazione quasi permanente.}$$

$$\sigma_s = 268 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 344 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara)}$$

Verifica su appoggio 1 (sezione rinforzata)

2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo						
Inserire il valore del momento agente in sezione			Condizione di Carico			
Momento applicato, M_1	8.97	kN m	Quasi Permanente			
Verifica delle tensioni nei materiali						
σ_{cls}	5.3	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	0.45 f_{ck}
σ_{acc}	-114.8	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5						
Verificato						
Verificato						
3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata						
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre						
Momento applicato, M_2	14.61	kN m				
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100 \text{ kN m}$ e $M_1 = 50 \text{ kN m}$						
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi						
σ_{cls}	4.7	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	
σ_{acc}	-59.9	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	
σ_{frp}	-121.4	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3						
σ_{cls}	10.0	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	0.45 f_{ck}
σ_{acc}	-174.7	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
σ_{frp}	-121.4	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	0.8 f_{fk}
N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5						Verificato
Linee Guida 24/07/2009 Punto 3.2.3.2						Verificato
						Verificato

2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo						
Inserire il valore del momento agente in sezione			Condizione di Carico			
Momento applicato, M_1	8.97	kN m	Rara			
Verifica delle tensioni nei materiali						
σ_{cls}	5.3	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	0.60 f_{ck}
σ_{acc}	-114.8	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5						Verificato
						Verificato

3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata						
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre						
Momento applicato, M_2 =	18.03	kN m				
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100$ kN m e $M_1 = 50$ kN m						
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi						
σ_{cls} =	5.8 MPa	deve essere minore di:	14.9 MPa			
σ_{acc} =	-74.0 MPa	deve essere minore di:	344.0 MPa			
σ_{frp} =	-149.8 MPa	deve essere minore di:	-2480.0 MPa			
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3						
σ_{cls} =	11.0 MPa	deve essere minore di:	14.9 MPa	0.60 f_{ck}	N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5	Verificato
σ_{acc} =	-188.8 MPa	deve essere minore di:	344.0 MPa	0.80 f_{yk}		Verificato
σ_{frp} =	-149.8 MPa	deve essere minore di:	-2480.0 MPa	0.8 f_{tk}	Linee Guida 24/07/2009 Punto 3.2.3.2	Verificato

Verifica in Campata 2 (sezione non rinforzata)

$$\sigma_c = 4.1 \text{ MPa} < 0.60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \text{ per combinazione caratteristica (rara).}$$

$$\sigma_c = 3.45 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 11.20 \text{ MPa} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

$$\sigma_s = 239 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 344 \text{ MPa} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

Verifica su appoggio 2 (sezione rinforzata)

2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo						
Inserire il valore del momento agente in sezione			Condizione di Carico			
Momento applicato, M_1 =	6.87	kN m	Rara			
Verifica delle tensioni nei materiali						
σ_{cls} =	3.7	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	0.60 f_{ck}
σ_{acc} =	-102.1	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Verificato
3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata						
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre						
Momento applicato, M_2 =	14.15	kN m				
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100$ kN m e $M_1 = 50$ kN m						
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi						
σ_{cls} =	4.3	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	
σ_{acc} =	-69.7	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	
σ_{frp} =	-115.2	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3						
σ_{cls} =	8.0	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	0.60 f_{ck}
σ_{acc} =	-171.9	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
σ_{frp} =	-115.2	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	0.8 f_{fk}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Verificato
						Verificato

2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo							
Inserire il valore del momento agente in sezione				Condizione di Carico			
Momento applicato, $M_1 = 6.87$ kN m				Quasi Permanente			
Verifica delle tensioni nei materiali							
$\sigma_{cls} =$	3.7	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	0.45 f_{ck}	N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
$\sigma_{acc} =$	-102.1	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}	Verificato
3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata							
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre							
Momento applicato, $M_2 = 12.15$ kN m							
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100$ kN m e $M_1 = 50$ kN m							
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi							
$\sigma_{cls} =$	3.7	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa		
$\sigma_{acc} =$	-59.9	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa		
$\sigma_{frp} =$	-98.9	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa		
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3							
$\sigma_{cls} =$	7.4	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	0.45 f_{ck}	N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
$\sigma_{acc} =$	-162.0	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}	Verificato
$\sigma_{frp} =$	-98.9	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	0.8 f_{fk}	Linee Guida 24/07/2009 Punto 3.2.3.2

8.3.2 Solaio tipo II a 2 campate

Verifica in Campata

$\sigma_c = 5.7 \text{ MPa} < 0,60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$ per combinazione caratteristica (rara).

$\sigma_c = 5.01 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 11.20 \text{ MPa}$ per combinazione quasi permanente.

$\sigma_s = 241 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 344 \text{ MPa}$ per combinazione caratteristica (rara)

Verifica su appoggio

2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo							
Inserire il valore del momento agente in sezione				Condizione di Carico			
Momento applicato, $M_1 = 26$ kN m				Rara			
Verifica delle tensioni nei materiali							
$\sigma_{cls} =$	4.9	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	0.60 f_{ck}	N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
$\sigma_{acc} =$	-113.8	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}	Verificato

3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata						
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre						
Momento applicato, $M_2 =$		35	kN m			
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100$ kN m e $M_1 = 50$ kN m						
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi						
$\sigma_{cls} =$	5.2	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	
$\sigma_{acc} =$	-91.0	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	
$\sigma_{frp} =$	-125.6	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3						
$\sigma_{cls} =$	10.0	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	0.60 f_{ck}
$\sigma_{acc} =$	-204.8	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
$\sigma_{frp} =$	-125.6	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	0.8 f_{tk}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Linee Guida 24/07/2009 Punto 3.2.3.2
						Verificato
2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo						
Inserire il valore del momento agente in sezione			Condizione di Carico			
Momento applicato, $M_1 =$		26	kN m			
		Quasi Permanente				
Verifica delle tensioni nei materiali						
$\sigma_{cls} =$	4.9	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	0.45 f_{ck}
$\sigma_{acc} =$	-113.8	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Verificato
3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata						
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre						
Momento applicato, $M_2 =$		29	kN m			
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100$ kN m e $M_1 = 50$ kN m						
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi						
$\sigma_{cls} =$	4.3	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	
$\sigma_{acc} =$	-75.4	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	
$\sigma_{frp} =$	-104.1	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3						
$\sigma_{cls} =$	9.2	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	0.45 f_{ck}
$\sigma_{acc} =$	-189.2	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
$\sigma_{frp} =$	-104.1	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	0.8 f_{tk}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Verificato
						Linee Guida 24/07/2009 Punto 3.2.3.2
						Verificato

8.3.3 Trave ribassata telaio 50x100cm

Verifica in Campata

$\sigma_c = 2.8 \text{ MPa} < 0,60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$ per combinazione caratteristica (rara).

$\sigma_c = 2.5 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 11.20 \text{ MPa}$ per combinazione quasi permanente.

$\sigma_s = 153 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 344 \text{ MPa}$ per combinazione caratteristica (rara)

Verifica su appoggio

2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo						
Inserire il valore del momento agente in sezione			Condizione di Carico			
Momento applicato, M_1 =	455	kN m	Rara			
Verifica delle tensioni nei materiali						
σ_{cls} =	5.2	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	0.60 f_{ck}
σ_{acc} =	-147.2	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata						
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre						
Momento applicato, M_2 =	458	kN m				
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100$ kN m e $M_1 = 50$ kN m						
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi						
σ_{cls} =	5.0	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	
σ_{acc} =	-133.2	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	
σ_{frp} =	-217.8	MPa	deve essere minore di:	-4272.0	MPa	
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3						
σ_{cls} =	10.2	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	0.60 f_{ck}
σ_{acc} =	-280.4	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
σ_{frp} =	-217.8	MPa	deve essere minore di:	-4272.0	MPa	0.8 f_k
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Verificato
						Linee Guida 24/07/2009 Punto 3.2.3.2
						Verificato

2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo						
Inserire il valore del momento agente in sezione			Condizione di Carico			
Momento applicato, M_1 =	455	kN m	Quasi Permanente			
Verifica delle tensioni nei materiali						
σ_{cls} =	5.2	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	0.45 f_{ck}
σ_{acc} =	-147.2	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata						
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre						
Momento applicato, M_2 =	384	kN m				
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100$ kN m e $M_1 = 50$ kN m						
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi						
σ_{cls} =	4.2	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	
σ_{acc} =	-111.7	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	
σ_{frp} =	-182.6	MPa	deve essere minore di:	-4272.0	MPa	
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3						
σ_{cls} =	9.4	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	0.45 f_{ck}
σ_{acc} =	-258.8	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
σ_{frp} =	-182.6	MPa	deve essere minore di:	-4272.0	MPa	0.8 f_k
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Verificato
						Linee Guida 24/07/2009 Punto 3.2.3.2
						Verificato

8.3.4 Trave in spessore 1200x32cm

Verifica in Campata

2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo						
Inserire il valore del momento agente in sezione				Condizione di Carico		
Momento applicato, M_1 =	76.82	kN m		Rara		
Verifica delle tensioni nei materiali						
σ_{cls} =	0.7	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	0.60 f_{ck}
σ_{acc} =	-47.0	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Verificato
3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata						
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre						
Momento applicato, M_2 =	69	kN m				
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100$ kN m e $M_1 = 50$ kN m						
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi						
σ_{cls} =	0.4	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	
σ_{acc} =	-17.6	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	
σ_{frp} =	-17.8	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3						
σ_{cls} =	1.1	MPa	deve essere minore di:	14.9	MPa	0.60 f_{ck}
σ_{acc} =	-64.6	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
σ_{frp} =	-17.8	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa	0.8 f_{sk}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Verificato
						Linee Guida 24/07/2009 Punto 3.2.3.2
						Verificato

2. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. per effetto dei carichi agenti in sezione prima dell'applicazione del rinforzo						
Inserire il valore del momento agente in sezione				Condizione di Carico		
Momento applicato, M_1 =	76.82	kN m		Quasi Permanente		
Verifica delle tensioni nei materiali						
σ_{cls} =	0.7	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa	0.45 f_{ck}
σ_{acc} =	-47.0	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa	0.80 f_{ym}
						N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
						Verificato
						Verificato

3. Calcolo dello stato tensionale nella sezione in C.A. + FRP in presenza di un momento assegnato dovuto ai sovraccarichi agenti solo sulla sezione rinforzata					
Inserire il valore del momento agente in sezione dovuto ai soli sovraccarichi agenti dopo l'applicazione delle fibre					
Momento applicato, M_2	57	kN m			
Ad esempio se il momento complessivamente agente in sezione è 150 kN m, di cui 50 kN m sono preesistenti all'applicazione del rinforzo (peso proprio dell'elemento ad esempio) e 100 kN m sono i sovraccarichi che agiscono effettivamente sull'elemento dopo l'applicazione del rinforzo, $M_2 = 100$ kN m e $M_1 = 50$ kN m					
Verifica delle tensioni nei materiali per effetto dei soli sovraccarichi					
σ_{cls}	0.4	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa
σ_{acc}	-14.5	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa
σ_{frp}	-14.7	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa
4. Verifica dello stato tensionale complessivo ottenuto dalla sovrapposizione dei passi 2 e 3					
σ_{cls}	1.1	MPa	deve essere minore di:	11.2	MPa
σ_{acc}	-61.5	MPa	deve essere minore di:	344.0	MPa
σ_{frp}	-14.7	MPa	deve essere minore di:	-2480.0	MPa
				0.45 f_{ck}	N.T.C. 2008 Punto 4.1.2.2.5
				0.80 f_{ym}	
				0.8 f_{sk}	Linee Guida 24/07/2009 Punto 3.2.3.1
					Verificato
					Verificato
					Verificato

8.3.5 Pilastro 25x50cm

$$\sigma_c = 6.75 \text{ MPa} < 0,60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara).}$$

$$\sigma_c = 6.0 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 11.20 \text{ MPa per combinazione quasi permanente.}$$

$$\sigma_s = 86 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 344 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara)}$$

8.3.6 Pilastro 75x50cm

$$\sigma_c = 5.35 \text{ MPa} < 0,60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara).}$$

$$\sigma_c = 6.35 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 11.20 \text{ MPa per combinazione quasi permanente.}$$

$$\sigma_s = 89 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 344 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara)}$$

8.3.7 Pilastro \varnothing 50cm

$$\sigma_c = \text{MPa} < 0,60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara).}$$

$$\sigma_c = 9.9 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 11.20 \text{ MPa per combinazione quasi permanente.}$$

$$\sigma_s = 138 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 344 \text{ MPa per combinazione caratteristica (rara)}$$

9. COMPORTAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA

Si valuta ora il comportamento globale della struttura (comparto EST – giunti strutturali presenti nei lati lunghi nord e sud del palazzetto) in presenza di azioni dinamiche (sisma).

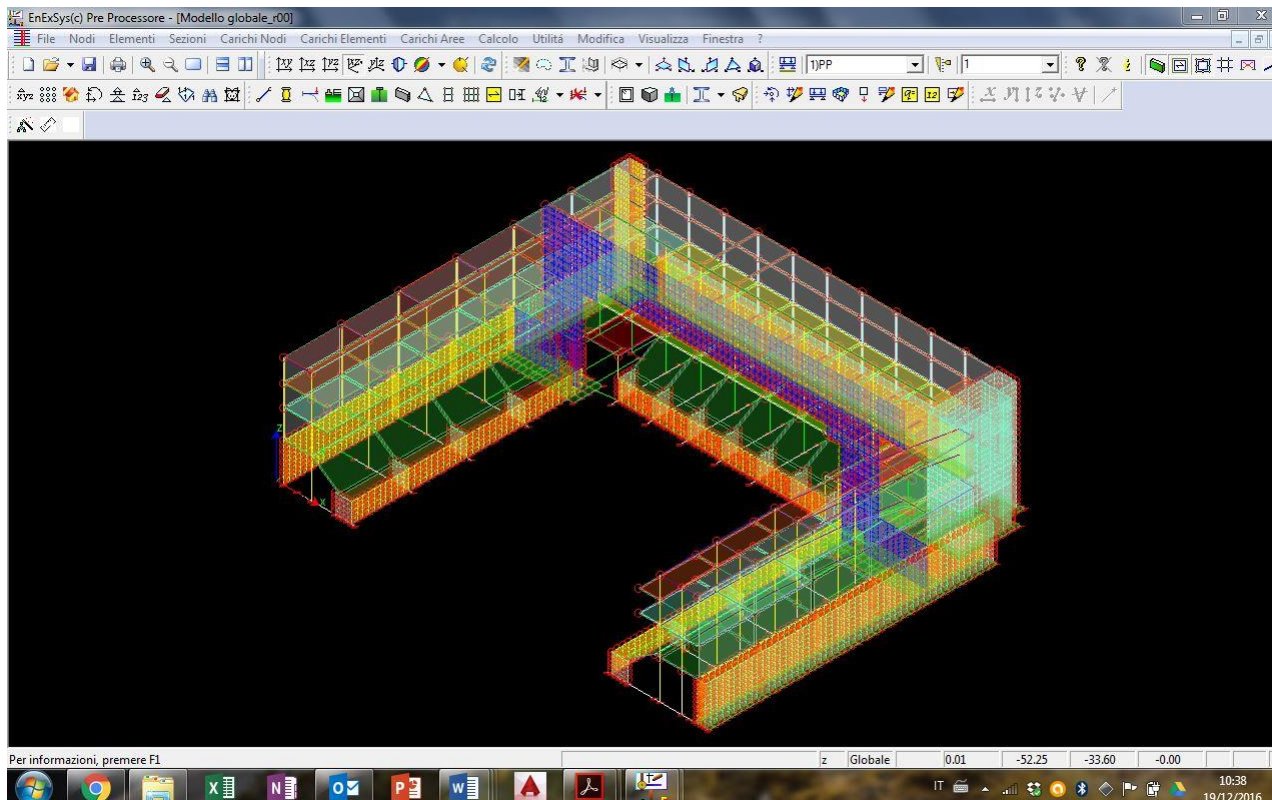


Figura 63 – Modello globale della porzione EST del palazzetto

9.1 Azione sismica

Si riportano di seguito le assunzioni e il tipo di analisi svolta in combinazioni sismiche

Definizione del calcolo

Tipo di analisi: **Analisi Statica e Dinamica Modale con Condensazione di Piano**
 Normativa di riferimento: **Stati Limite T.U. 2008**
☐ Esegui il controllo degli elementi a comportamento monolatero ☐ Esegui il calcolo P-Delta
☐ Tieni conto dell'eccentricità degli assi baricentrici ☐ Salva le azioni correlative ai modi di vibrare
☐ Considera la riduzione della capacità taglianti/flessionali delle sezioni definite
 Combinazione di carico di riferimento per il calcolo delle azioni assiali nell'analisi di Buckling: **1**

	Commenti alle Condizioni di Carico	Tipologia	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
1	PP	G - Permanenti	1,000	1,000	1,000
2	Perm. SdF	G - Permanenti	1,000	1,000	1,000
3	Acc. SdF	Q - Variabili	1,000	1,000	0,600
4	Perm. Progetto	G - Permanenti	1,000	1,000	1,000
5	Acc. Progetto	Q - Variabili	1,000	1,000	1,000
6	Vento X+	Q - Variabili	1,000	1,000	1,000
7	Vento X-	Q - Variabili	1,000	1,000	1,000
8	Vento Y-	Q - Variabili	1,000	1,000	1,000
9	PP autogenerato	Q - Variabili	1,000	1,000	1,000

☒ Sovrascrivi sempre il commento alle condizioni di carico sismiche.

Masse - Modalità di Analisi

Metodo di Calcolo utilizzato per l'analisi spettrale:
☒ Analisi Spettrale Standard (SunSpace Iteration). Tieni conto delle possibili masse eccentriche tramite:
☐ Analisi Semplificata (Annex A EC8) ☒ Valutazione dei modi di vibrare "eccentrici"
☐ Analisi Spettrale via vettori di Ritz
 Smorzamento percentuale della struttura (5 = 5 %) **5**
☐ Se non presenti i solai esegui un'analisi semplificata (aggiunta di momenti torcenti statici addizionali)

Calcolo delle Masse agenti sulla Struttura:
☐ Nel caso di Analisi Dinamica con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi considera le masse dei nodi liberi
☒ Considera una possibile eccentricità del centro di massa rispetto al baricentro delle masse calcolato:
 Percentuale della massa totale che può risultare eccentrica (100=100%) **100**
 Spostamento percentuale del centro di massa rispetto al baricentro (5 = 5 %) **5** **Psi..**

	Condizione di carico	Fattore di partecipazione
1	PP	1
2	Perm. SdF	1
3	Acc. SdF	0.6
4	Perm. Progetto	1
5	Acc. Progetto	0.6
6	Vento X+	0
7	Vento X-	0
8	Vento Y-	0
9	PP autogenerato	1

Direzioni di ingresso del sisma (inserire un angolo negativo per il sisma verticale): **0 90 [°]**

TU 2008 - Microzonazione

Ubicazione:

Latitudine:

Longitudine:

☐ Usa un'interpolazione bilineare sul reticolo al posto di quella (pesata) proposta dalla norma

TU 2008 - Dati generali

Tipo di suolo:

Condizioni Topografiche:

Coefficiente di amplificazione topografica ST:

Vita Nominale:

Vita nominale della struttura VN (anni):

Classe d'Uso:

Coefficiente d'uso CU:

☐ Struttura da progettare e verificare in alta duttilità (CDA)

Fattore di struttura per sisma Orizzontale

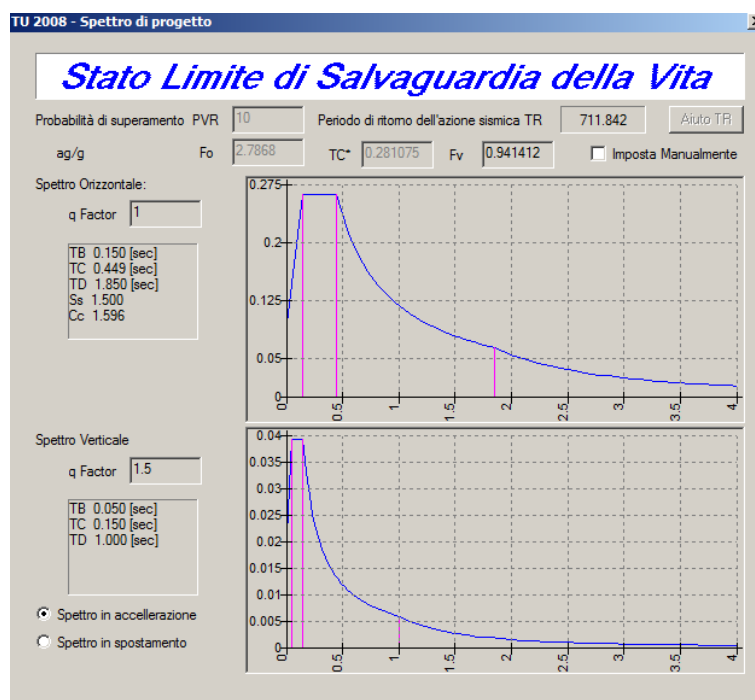
valore massimo del fattore di struttura q_0	<input type="text" value="1"/>	K_r	<input type="text" value="1"/>
α_u/α_1	<input type="text" value="1"/>	K_w	<input type="text" value="1"/>
fattore di struttura q	<input type="text" value="1"/>		

Fattore di struttura per sisma Verticale

fattore di struttura q :

Strutture isolate:

☐ Abbatti lo spettro per $T > 0.8$ Tis: Smorzamento equivalente ξ_{eq} :





9.2 Confronti tra Stato di Fatto e Progetto

9.2.1 Modi Principali

Si confrontano di seguito i principali modi di vibrare della struttura (Stato di Fatto e Progetto)

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [s]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] +	1	0.23	56	91
0.00 [°] -	10	0.22	62	89
90.00 [°] +	19	0.44	30	87
90.00 [°] -	28	0.50	35	87

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [s]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] +	37	0.23	56	91
0.00 [°] -	46	0.22	62	89
90.00 [°] +	55	0.44	30	87
90.00 [°] -	64	0.50	35	87

Figura 64. Stato di fatto

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [s]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] +	1	0.23	56	91
0.00 [°] -	10	0.23	62	90
90.00 [°] +	19	0.44	30	87
90.00 [°] -	28	0.50	35	87

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [s]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] +	37	0.23	56	91
0.00 [°] -	46	0.23	62	90
90.00 [°] +	55	0.44	30	87
90.00 [°] -	64	0.50	35	87

Figura 65. Progetto

9.2.2 Deformazioni telaio tipologico

Nelle schermate seguenti viene riportato il confronto tra le deformate massime (valori espressi in mm) dei telai tipologici tra Stato di fatto e Progetto (combinazioni sismiche), dalle quali si osserva un incremento delle deformazioni non significativo se confrontato anche con gli abbassamenti in combinazione SLE rare (assenza di sisma) e senza considerare il rinforzo in CFRP.

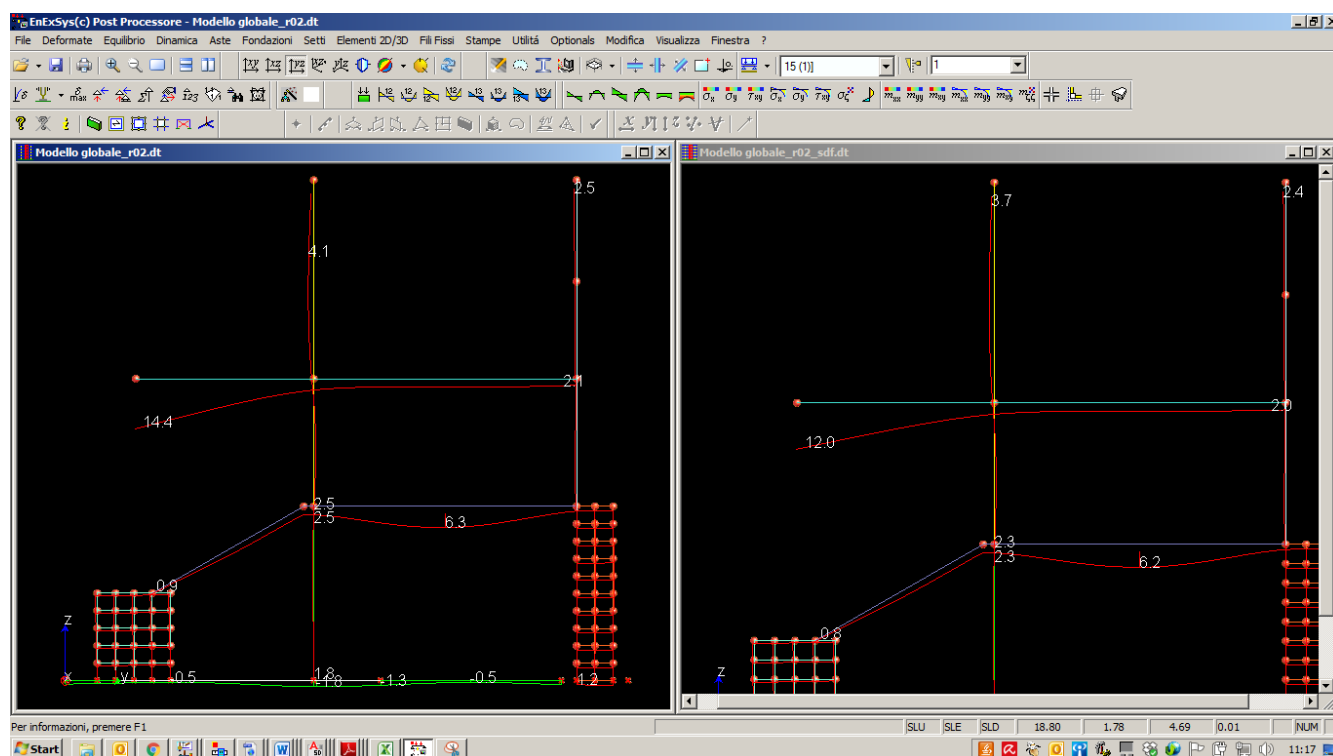


Figura 66. Abbassamenti in combinazione SLE rara (valori espressi in mm, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto)

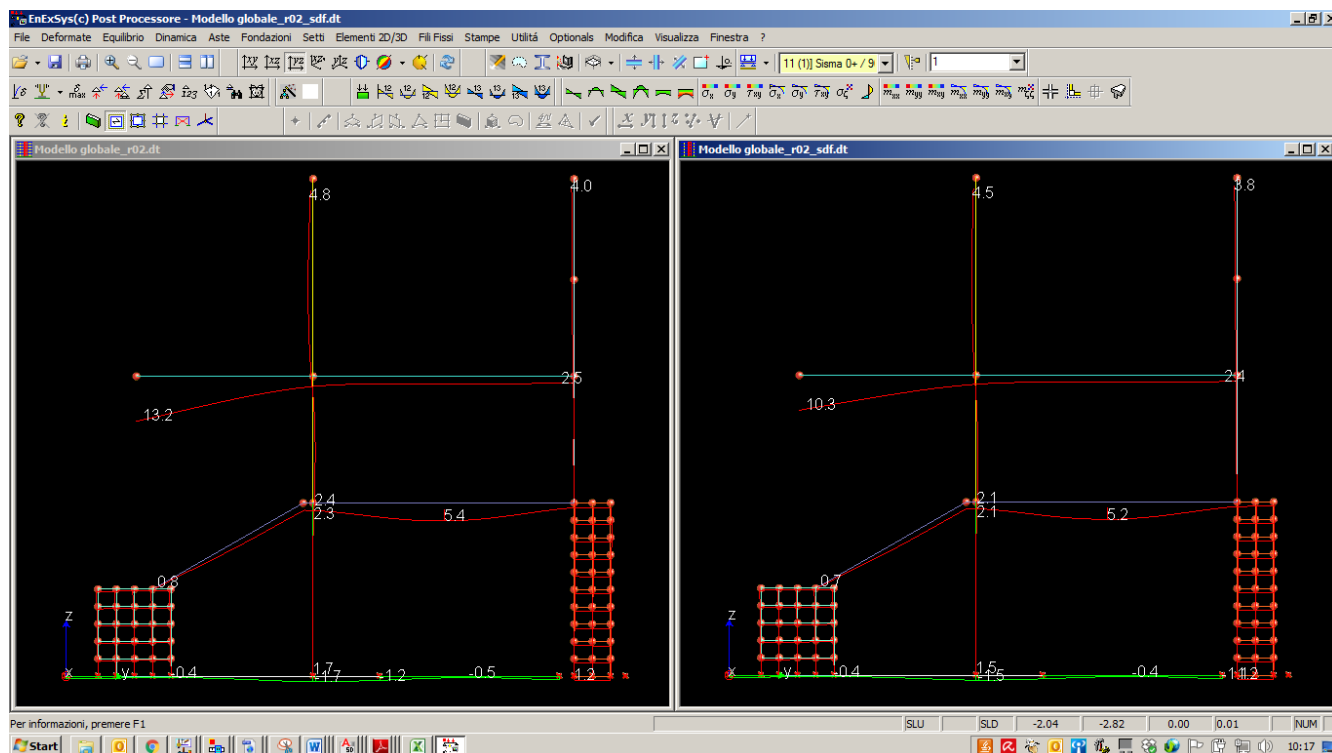


Figura 67. Sisma x. Abbassamenti in combinazione sismica (valori espressi in mm, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto)

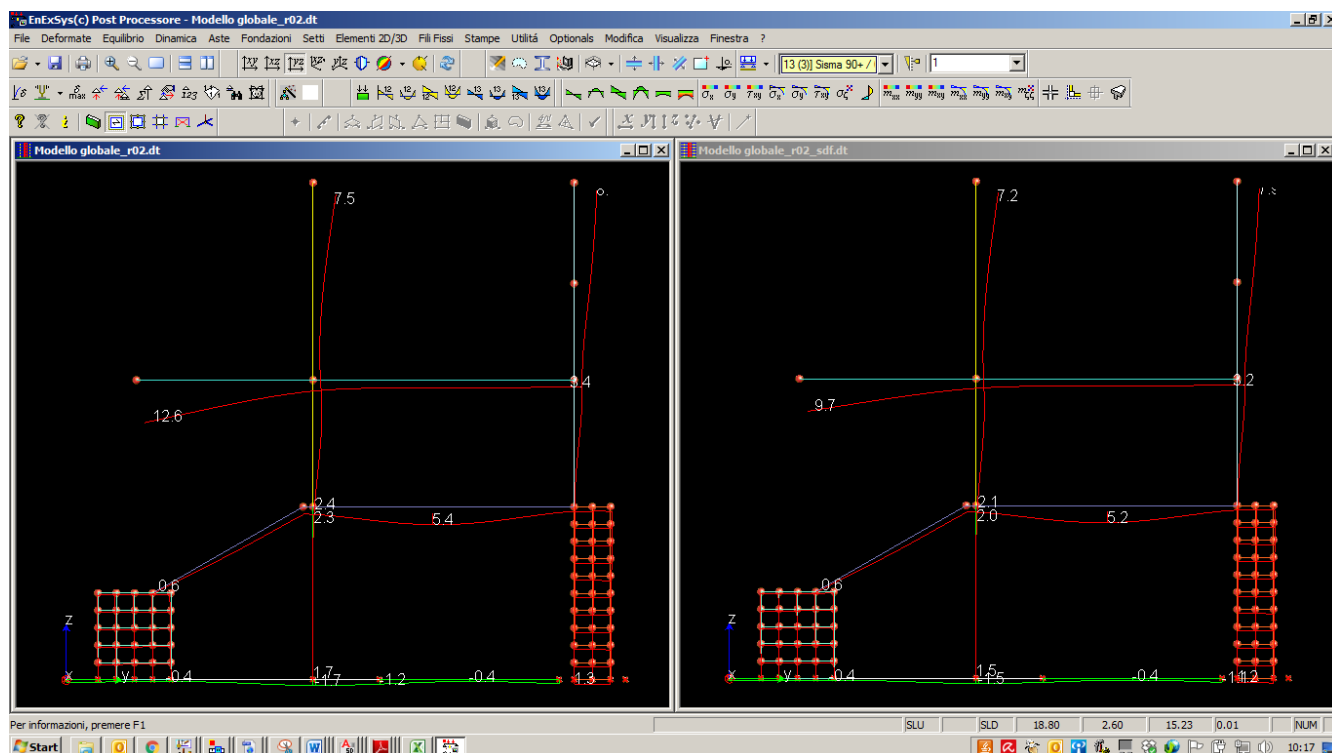


Figura 68. Sisma Y. Abbassamenti in combinazione sismica (valori espressi in mm, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto)

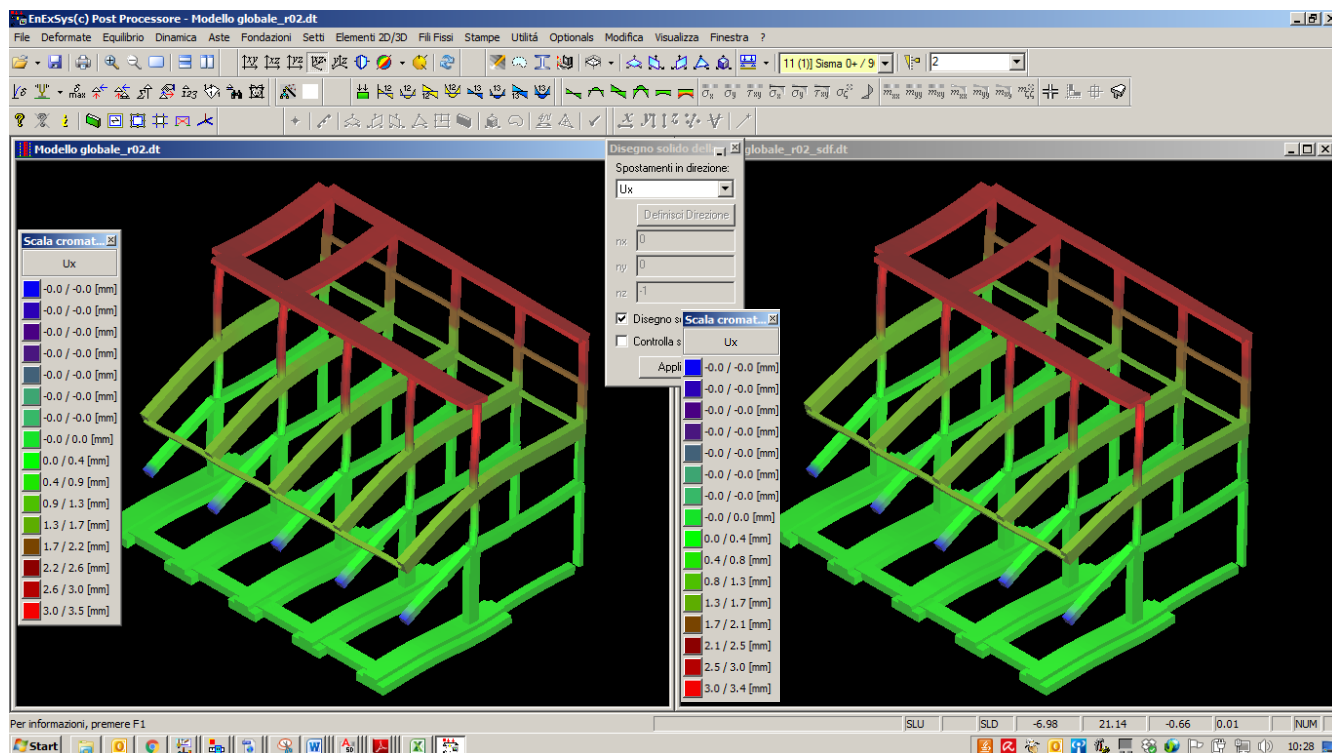


Figura 69. Sisma X. Spostamenti Ux (valori espressi in mm, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto)

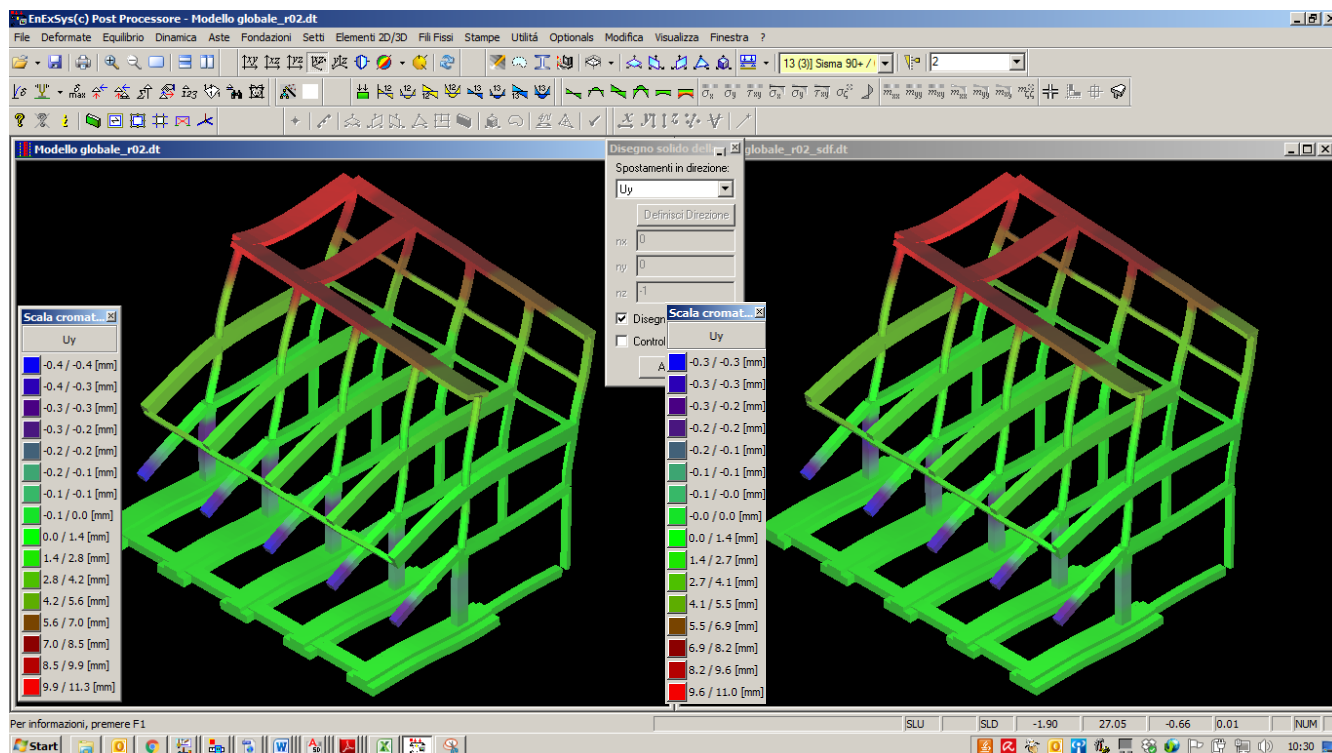


Figura 70. Sisma Y. Spostamenti Uy (valori espressi in mm, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto).

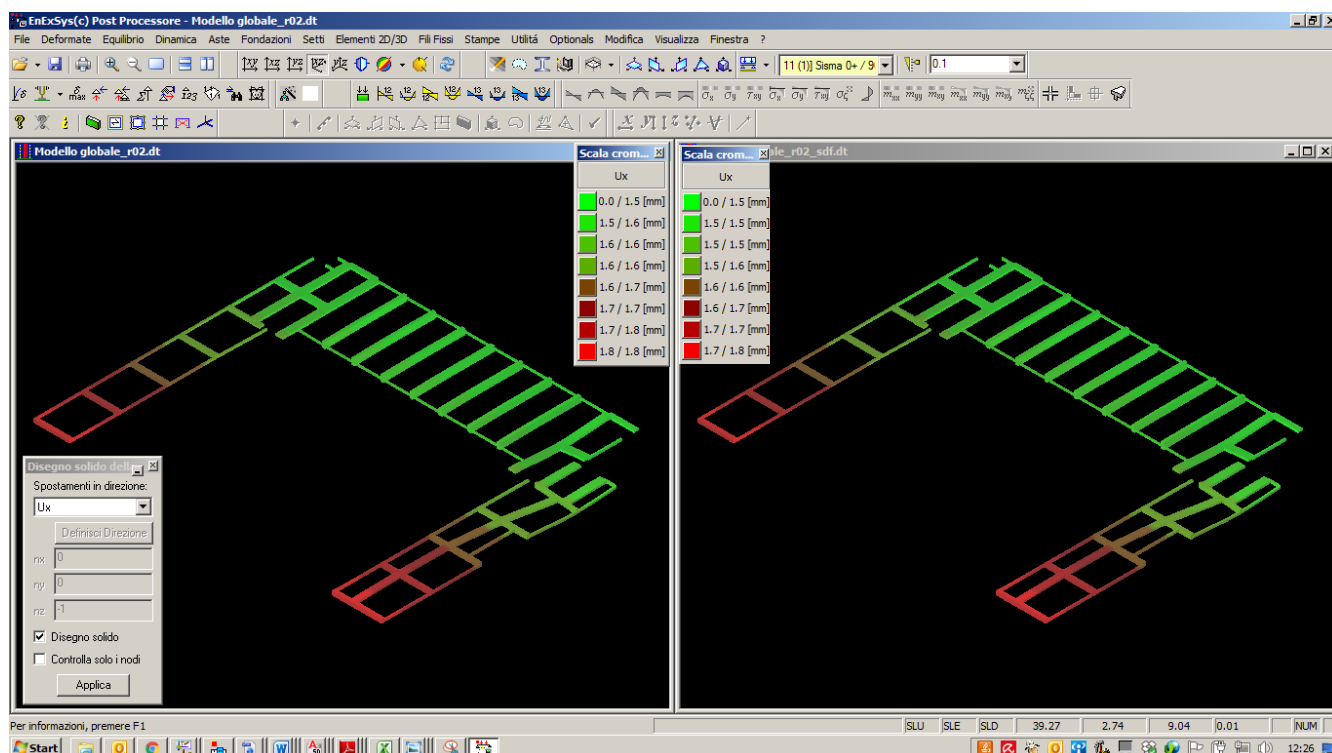


Figura 71. Sisma X. Spostamenti Ux piano Primo di solaio (valori espressi in mm, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto)

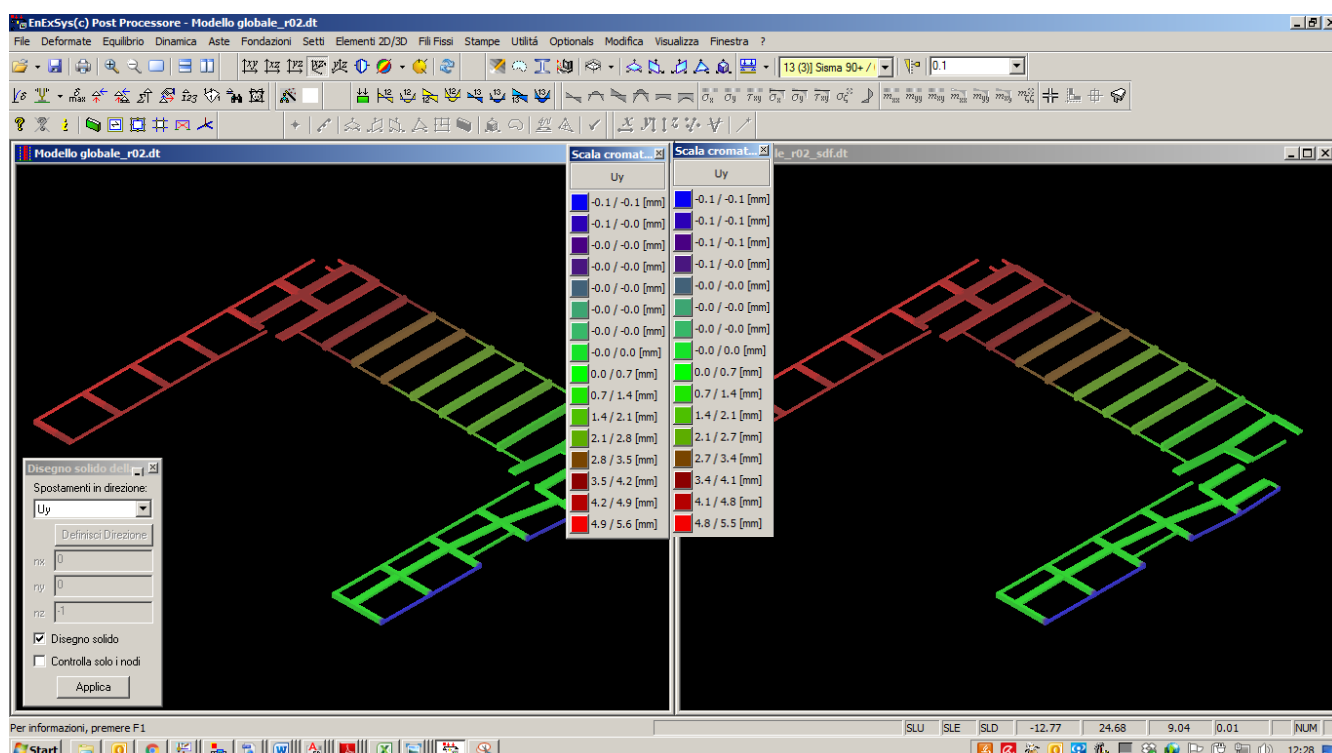


Figura 72. Sisma Y. Spostamenti Uy piano Primo di solaio (valori espressi in mm, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto)

9.2.3 Sollecitazioni sui pilastri

Si riporta ora un confronto tra le sollecitazioni agenti nei pilastri del telaio tipico (momento flettente in direzione principale parallela al telaio) in combinazioni sismiche.

Si osserva che le sollecitazioni sono comunque minori rispetto alle massime sollecitazioni agenti in combinazioni non sismiche.

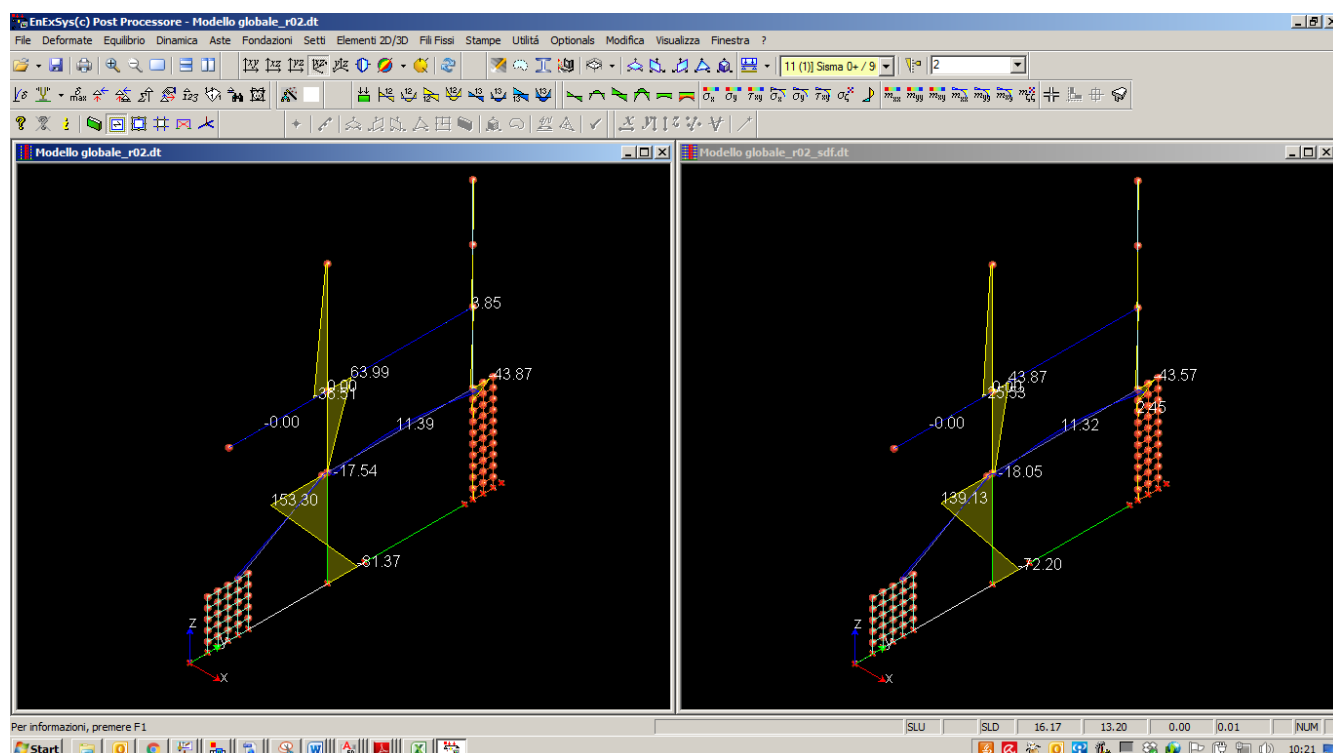


Figura 73. Sisma X. Momento flettente agente lungo la direzione principale del telaio (valori espressi in kNm, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto).

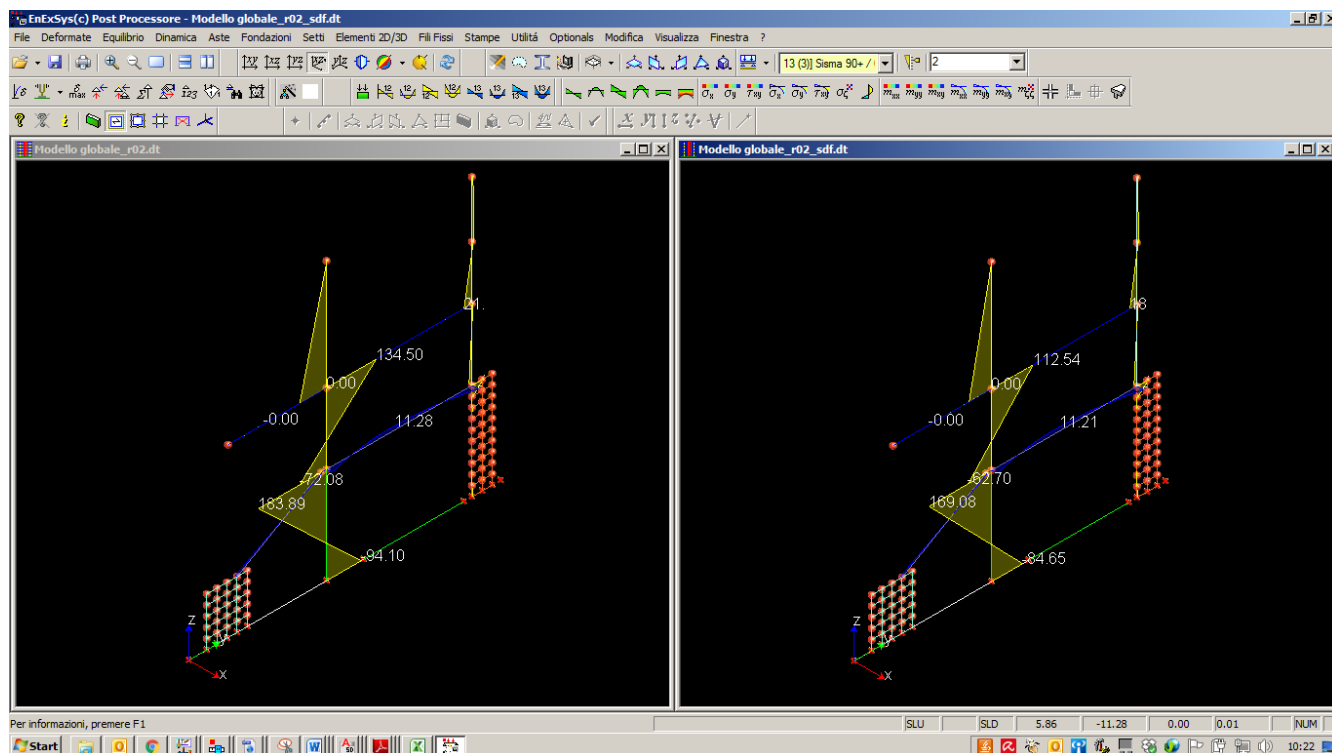


Figura 74. Sisma Y. Momento flettente agente lungo la direzione principale del telaio (valori espressi in kNm, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto).

9.2.4 Sollecitazioni sui setti

Come per i pilastri, l'incremento delle sollecitazioni nei setti perimetrali di controvento (soggetti a resistere alle azioni orizzontali di progetto) a seguito dell'applicazione dei nuovi carichi risulta essere trascurabile.

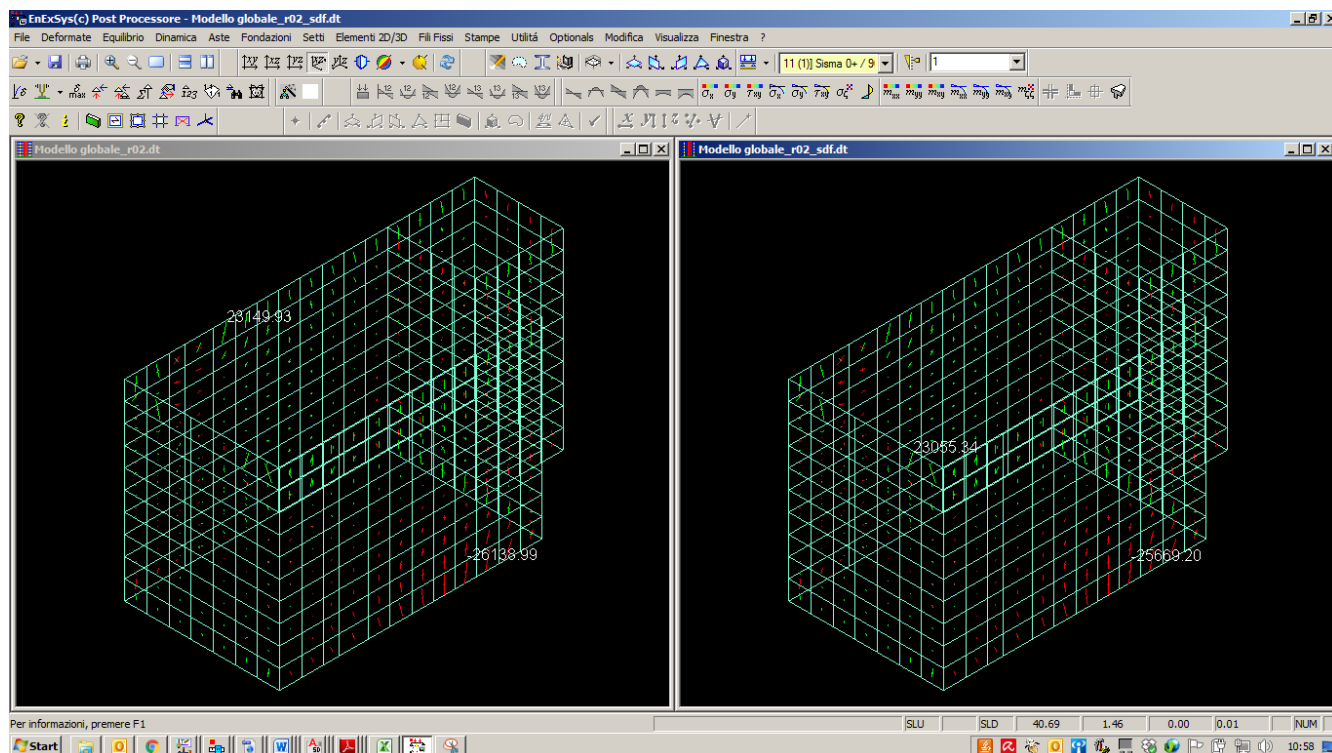


Figura 75. Sisma X. Momenti principali (valori espressi in Nm/m, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto).

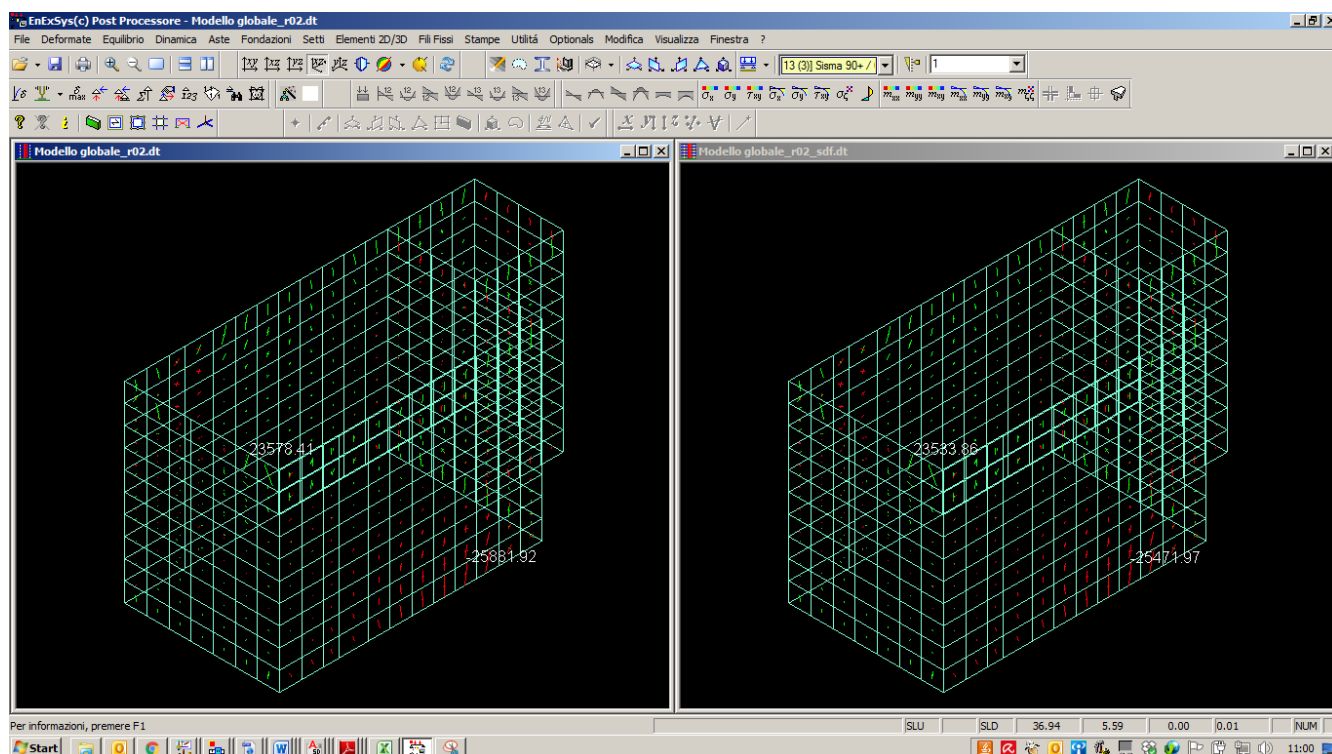


Figura 76. Sisma Y. Momenti principali (valori espressi in Nm/m, a SX situazione di progetto, a DX situazione stato di fatto).

10. CONCLUSIONI

Sulla base delle verifiche di calcolo sopra riportate, sia locali che globali e sia statiche che dinamiche/sismiche è possibile concludere che:

- L'incremento dei carichi dovuto all'inserimento delle nuove piste di curling risulta inferiore al 10% dei carichi in fondazione e non altera lo schema statico ed è pertanto da considerarsi come "intervento Locale" ai sensi delle NTC 2008;
- Dal punto di vista sismico non vi sono modifiche al comportamento della struttura in quanto l'azione di controvento è esercitata principalmente dai setti a lato dell'area interessata dall'incremento dei carichi;
- Al fine di garantire comunque un miglioramento del comportamento sismico della struttura sono stati rinforzati gli elementi verticali (pilastri) conferendo loro una maggiore resistenza ai carichi verticali ma soprattutto un miglior confinamento in corrispondenza dell'attacco sulla trave garantendo un miglioramento del comportamento duttile.

11. ALLEGATI

1. ALLEGATO A_*Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di C.so Tazzoli – Torino* a firma del Laboratorio GEOLAB di Brescia
2. ALLEGATO B_*Validazione software strutturale Winstrand Enexsys*.



GEO LAB s.r.l.

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita i.v.a. 01985350170

Rapporto di Prova

n. 162869

foglio 1 di 5

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 23/12/2016

Campione ricevuto il 15/12/2016

Committente	S.C.R. PIEMONTE S.p.A.
	Corso Marconi, 10 - 10125 TORINO (TO)
Descrizione	N. 12 carote in cls identificate con sigla e posizione.
Cantiere	Palatazzoli - Torino
Prelievo effettuato da	Prelievo effettuato da personale Geolab
Dati forniti da	Committente

IL PRESENTE RAPPORTO E' COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA

- | | |
|---|---------------------|
| - IMMAGINE DEL CAMPIONE | |
| - CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI
PROVINI | UNI EN 12390-3/2010 |
| - IMMAGINE DEL CAMPIONE | |
| - CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI
PROVINI | UNI EN 12390-3/2010 |



I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.

E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEO LAB srl

il Responsabile Tecnico



GEOLAB s.r.l.

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita I.v.a. 01985350170

Rapporto di Prova

n. 162869

foglio 2 di 5

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 23/12/2016

IMMAGINE DEL CAMPIONE

Data di esecuzione : 15/12/2016



I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.

E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB srl

Il Responsabile Tecnico

Brescia li 23/12/2016

CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI PROVINI

UNI EN 12390-3/2010

Data di esecuzione : 15/12/2016

Contrassegno	Data prelievo	Data prova	Ø [mm]	H [mm]	umidità	carico [kN]	rapporto H/Ø	resistenza [N/mm²]	Massa vol. [kg/m³]	toller. (1)	rottura (2)
C1 - pilastro P.T. n. 52											
-	13/12/2016	15/12/2016	94	93	Asciutto	357,6	1,0	51,5	2256,0	RETT	1
C2 - 2° solaio fili 10-11											
-	13/12/2016	15/12/2016	94	90	Asciutto	299,0	1,0	43,1	2330,0	RETT	1
C3 - pilastro P. 1° n. 56											
-	13/12/2016	15/12/2016	94	93	Asciutto	282,0	1,0	40,6	2239,0	RETT	1
C4 - pilastro P. 1° n. 49											
-	13/12/2016	15/12/2016	94	91	Asciutto	250,2	1,0	36,1	2214,0	RETT	1
C5 - pilastro P. 1° n. 36											
-	13/12/2016	15/12/2016	94	92	Asciutto	340,9	1,0	49,1	2279,0	RETT	1
C6 - pilastro P.T. n. 40											
-	14/12/2016	15/12/2016	94	91	Asciutto	361,9	1,0	52,1	2342,0	RETT	1
C7 - pilastro P.T. n. 32											
-	14/12/2016	15/12/2016	94	94	Asciutto	359,1	1,0	51,7	2295,0	RETT	1
C8 - trave 2° solaio filo 8											
-	14/12/2016	15/12/2016	94	92	Asciutto	220,9	1,0	31,8	2241,0	RETT	1
C9 - trave 2° solaio filo 5											
-	14/12/2016	15/12/2016	94	93	Asciutto	225,8	1,0	32,5	2247,0	RETT	1

(1) Esito verifiche dimensionali, planarità e perpendicolarità. RETT. = Rettifica campione per ripristinare le condizioni geometriche richieste
(2) Esito rottura : 1=soddisfacente, 2=non soddisfacente

I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.

È vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB srl

il Responsabile Tecnico



GEOLAB s.r.l.

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita i.v.a. 01985350170

Rapporto di Prova

n. 162869

foglio 4 di 5

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 23/12/2016

IMMAGINE DEL CAMPIONE

Data di esecuzione : 22/12/2016



I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.

E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB srl

il Responsabile Tecnico

Brescia li 23/12/2016

CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI PROVINI

UNI EN 12390-3/2010

Data di esecuzione : 23/12/2016

Contrassegno	Data prelievo	Data prova	Ø [mm]	H [mm]	umidità	carico [kN]	rapporto H/Ø	resistenza [N/mm²]	Massa vol. [kg/m³]	toler. (1)	rottura (2)
C10 - pilastro P. Interrato n. 40											
-	22/12/2016	23/12/2016	74	73	Asciutto	177,6	1,0	41,3	2258,0	RETT	1
C11 - pilastro P. Interrato n. 32											
-	22/12/2016	23/12/2016	74	72	Asciutto	194,1	1,0	45,1	2322,0	RETT	1
C12 - pilastro P. Interrato n. 52											
-	22/12/2016	23/12/2016	74	73	Asciutto	190,3	1,0	44,2	2268,0	RETT	1

(1) Esito verifiche dimensionali, planarità e perpendicolarità. RETT. = Rettifica campione per ripristinare le condizioni geometriche richieste
(2) Esito rottura : 1=soddisfacente, 2=non soddisfacente

I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.

E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB srl

il Responsabile Tecnico



GEOLAB s.r.l.

Via Cernala, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita I.v.a. 01985350170

Rapporto di Prova

n. 162870

foglio 1 di 4

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 16/12/2016

Campione ricevuto il 15/12/2016

Committente	S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
	Corso Marconi, 10 - 10125 TORINO (TO)
Descrizione	N. 6 spezzoni di barre di armatura identificate con sigla e posizione.
Cantiere	Palatazzoli - Torino
Data prelievo	13/12/2016
Prelievo effettuato da	Prelievo effettuato da personale Geolab
Dati forniti da	Committente

IL PRESENTE RAPPORTO E' COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA

- IMMAGINE DEL CAMPIONE
- BARRE, ROTOLI E FILI PER CALCESTRUZZO ARMATO
- RETI SALDATE

UNI EN ISO 15630-1/2004

UNI EN ISO 15630-2/2004

I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.

E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB s.r.l.

il Responsabile Tecnico



GEOLAB s.r.l.

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita i.v.a. 01985350170

Rapporto di Prova

n. 162870

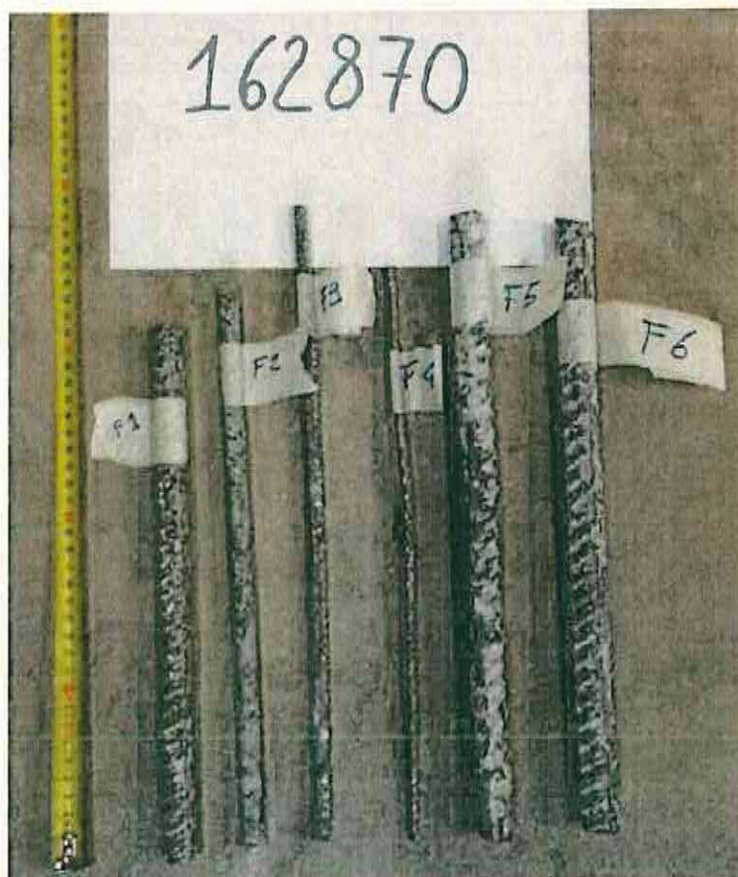
foglio 2 di 4

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 16/12/2016

IMMAGINE DEL CAMPIONE

Data di esecuzione : 16/12/2016



I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.

E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB srl

il Responsabile Tecnico



GEOLAB s.r.l.

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita I.v.a. 01985350170

Rapporto di Prova
n. 162870
foglio 3 di 4

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 16/12/2016

BARRE, ROTOLI E FILI PER CALCESTRUZZO ARMATO

UNI EN ISO 15630-1/2004

Prova di trazione

Data di esecuzione : 16/12/2016

Sigla provino	Massa lin. [g/m]	Diam. equip. [mm]	Sezione effett. [mm²]	Allung. Agt [%]	Carico unitario fy-f(0,2) [N/mm²]	ft [N/mm²]	Rapporto ft/fy	fy/fyk	Piegamento esito	Ømand [mm]	Tratt. term.	Marchio
F1 - Pilastro 48 P.T.	1548	15,9	197,25	11,10	511	584	1,14	1,14	-	-	No	Non rilevabile
F2 - 2° solaio da intradosso fili 4-5	642	10,2	81,73	6,16	668	757	1,13	1,48	-	-	No	Non rilevabile
F3 - 2° solaio da intradosso fili 6-7	407	8,1	51,90	9,47	454	564	1,24	1,01	-	-	No	Non rilevabile
F5 - Trave T2C filo 11 da estradosso	2495	20,1	317,78	11,93	579	668	1,15	1,29	-	-	No	Non rilevabile
F6 - Trave T2C filo 11 da estradosso	2493	20,1	317,59	9,23	576	671	1,16	1,28	-	-	No	Non rilevabile

I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.
E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB s.r.l.

il Responsabile Tecnico

Brescia li 16/12/2016

RETI SALDATE

UNI EN ISO 15630-2/2004

Prova di trazione e distacco del nodo saldato

Data di esecuzione : 16/12/2016

Sigla provino	Massa lin. [g/m]	Diam. equip. [mm]	Sezione effett. [mm ²]	Allung. Agt [%]	Carico unitario f(0,2) [N/mm ²]	Carico unitario ft [N/mm ²]	Rapporto ft/fy	Rapporto fy/fyk	Distacc. saldat. [N]	Trattam. termico	Marchio
F4 - 2° solaio da estradosso filli 10-11	162	5,12	20,61	7,28	468	590	1,26	1,04	-	NO	Non rilevabile

	<p align="center">S.C.R. PIEMONTE S.P.A. Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino RELAZIONE ILLUSTRATIVA</p>
---	--

COMMITTENTE:	<p>S.C.R. PIEMONTE S.P.A. Corso Marconi, 10 – 10125 TORINO</p>
OGGETTO:	<p><i>Affidamento del servizio di esecuzione di prove ed accertamenti di laboratorio sui materiali da costruzione ai sensi del D.M. 14/01/2008 e s.m.i. con prelievi su strutture esistenti, contestuale ripristino e trasporto dei provini in laboratorio relativamente a "Interventi di manutenzione straordinaria nel Palazzo del Ghiaccio di corso Tazzoli sito in Torino" (COD. 13L65U06A)</i></p>
DATA DI ESECUZIONE:	<p>13-14-22 dicembre 2016</p>



RELAZIONE ILLUSTRATIVA



S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA

INTRODUZIONE

La Geolab S.r.l. è stata incaricata, nell'ambito delle verifiche presso l'edificio in oggetto, di svolgere un'indagine diagnostica mediante prove in sito e di laboratorio per l'individuazione dei dettagli costruttivi e delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la struttura portante in cemento armato.

Le verifiche hanno interessato elementi scelti a campione, mentre le prove eseguite sono le seguenti:

N. Documento	Descrizione	Quantità
RdP 162869	Prelievo di carote per prove di compressione	12
RdP 162870	Prelievo barre di armatura e prove di trazione	6
-	Rilievo armature con pacometro	6

L'individuazione degli elementi strutturali indagati, l'ubicazione e la tipologia di prove sono stati definiti in accordo con il progettista, Ing. Fabio Manzone, sulla base di apposita specifica tecnica.

Nel seguito si descrivono nel dettaglio le attività svolte in sito ed i risultati dell'indagine.

1. Prelievo carote in cls per prove di compressione

Individuata l'area di indagine, il prelievo è stato eseguito ove possibile nei campi privi di armatura. Laddove il carotaggio avesse interessato barre di acciaio non individuabili da rilievo superficiale, le porzioni di campioni contenenti inserti metallici vengono di norma eliminate durante il taglio in laboratorio.

Nel corso dei prelievi si è verificato che la macchina carotatrice non abbia significative vibrazioni dell'asse di rotazione e che la velocità di avanzamento sia bassa, onde evitare un eccessivo danneggiamento del campione.



S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Il diametro nominale del carotiere è di 100 mm e, di conseguenza, la lunghezza delle carote prelevate è stata di circa 150 mm, al fine di ottenere campioni con rapporto altezza/diametro uguale a 1.



Prelievo carota C1



Prelievo carota C2



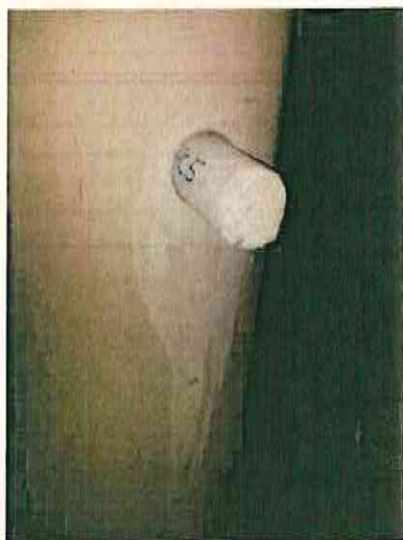
Prelievo carota C3



Prelievo carota C4



S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA



Prelievo carota C5



Prelievo carota C6



Prelievo carota C7



Prelievo carota C8



S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA



Prelievo carota C9



Prelievo carota C10



Prelievo carota C11



Prelievo carota C12

I risultati delle prove di compressione sulle carote sono contenuti nel Rapporto di Prova n. 162869.



S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA

2. Prelievo barre di armatura e prove di trazione

Il prelievo di campioni di barre d'armatura viene eseguito, dopo aver individuato l'elemento tramite pacometro, mediante la scarifica di una porzione di copriferro con martello demolitore, quindi tagliando con flessibile un tratto di armatura di circa 30 cm con successiva saldatura da parte di personale qualificato dei tratti interrotti con un nuovo spezzone di acciaio e ripristino del copriferro mediante malta specifica.

I risultati delle prove di trazione sono riportati nel Rapporto di Prova n. 162870.

3. Rilievo acciaio di armatura

La finalità principale delle indagini sulle costruzioni esistenti in cemento armato è la conoscenza delle dimensioni geometriche degli elementi resistenti, il diametro e la disposizione delle armature e le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e delle armature in acciaio.

Il rilievo geometrico dell'acciaio di armatura mediante pacometro consiste nella misura del campo magnetico indotto dalla presenza di armature di acciaio in vicinanza della superficie del calcestruzzo degli elementi strutturali (travi, pilastri, pareti). Tali prove consentono di "leggere", in proiezione sulla superficie di calcestruzzo, la posizione delle armature, così da consentire una stima della misura dell'interferro e del copriferro delle armature longitudinali, presenti nel piano parallelo al piano d'indagine, e del passo delle staffe. L'utilizzo del pacometro, come strumento di prova non distruttivo, è regolato dalla norme BS 1881-204.

Su ogni faccia delle superfici di calcestruzzo è individuabile la posizione delle barre di armatura. Ripetendo l'operazione su più sezioni dell'elemento, e disegnando sulla superficie dello stesso, mediante una matita o altro, una retta che passi per i punti individuati, è possibile tracciare il reticolo delle armature presenti in vicinanza della superficie indagata. In funzione del tipo di strumento, noto il copriferro, è anche determinabile il diametro delle barre di armatura.



S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Ove necessario, l'uso del pacometro è stato abbinato a dei saggi sul calcestruzzo atti ad accertare il reale valore del diametro dell'armatura e del suo copriferro.

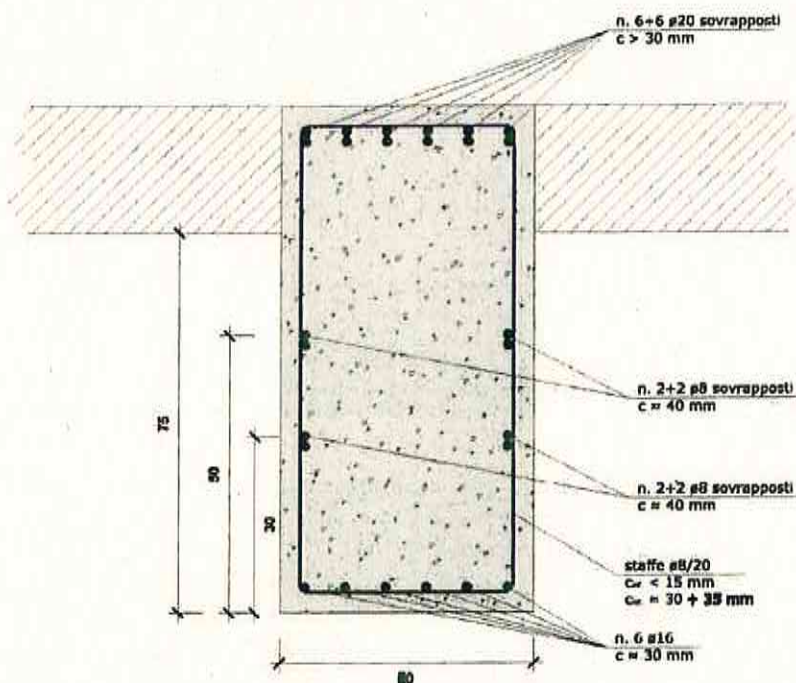
Nel caso in esame si è utilizzato lo strumento Elcometer mod. 331SH. L'accuratezza dello strumento, dichiarata dal produttore, è di ± 2 mm nella stima del diametro fino ad una profondità di 65 mm dalla superficie, e di ± 1 mm nella stima del copriferro per barre aventi diametro compreso tra 10 e 30 mm.

Nel seguito vengono descritte le varie tipologie di elementi con la sezione tipo rilevata.



S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA

SEZIONE TIPO
TRAVE T2C 2° SOLAIO
(appoggio)



Nota: rilievo da estradosso effettuato al filo 11;
rilievo da intradosso effettuato al filo 9.



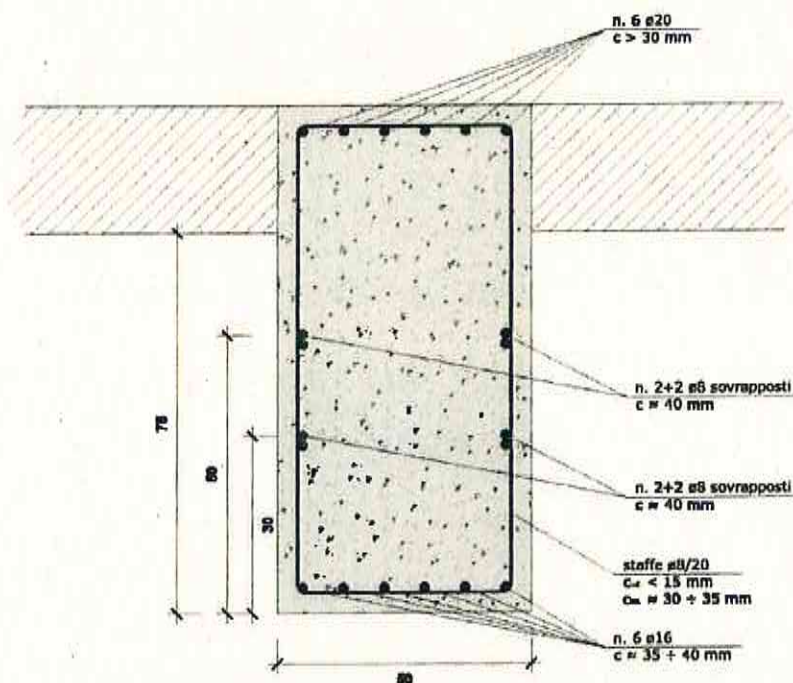
S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA





S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA

SEZIONE TIPO
TRAVE T2C 2° SOLAIO
(mezzeria)



Nota: rilievo da estradosso effettuato al filo 11;
rilievo da intradosso effettuato al filo 9.



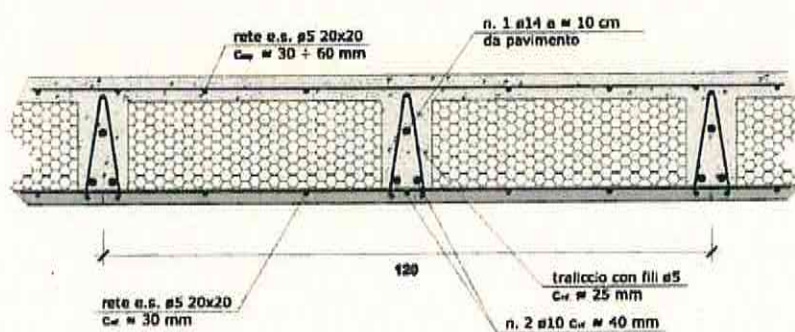
S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA





S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA

SEZIONE TIPO
2° SOLAIO



Nota: rilievo effettuato tra i fili 4 e 5;
nel rilievo tra i fili 6 e 7 sono presenti n. 2 ø8 al posto del ø10.





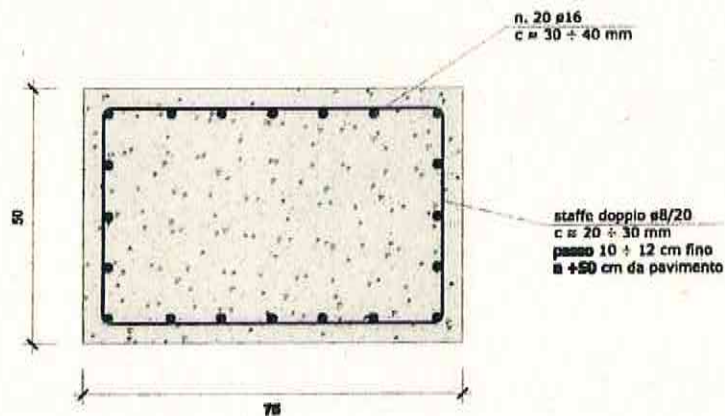
S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA





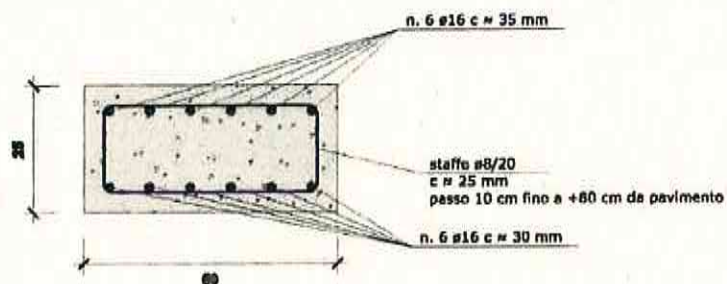
S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA

SEZIONE TIPO
PILASTRO PIANO INTERRATO



Nota: rilievo effettuato sui pilastri n. 32 - 40 - 52.

SEZIONE TIPO
PILASTRO PIANO TERRA

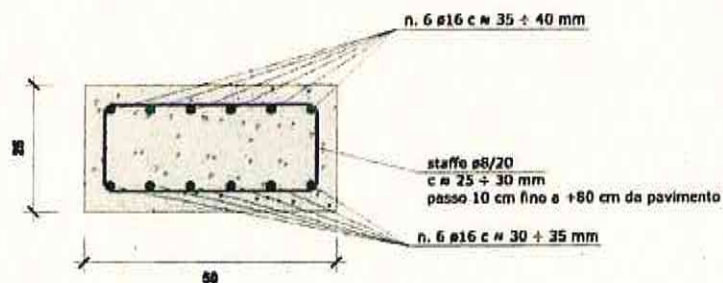


Nota: rilievo effettuato sul pilastro n. 53.



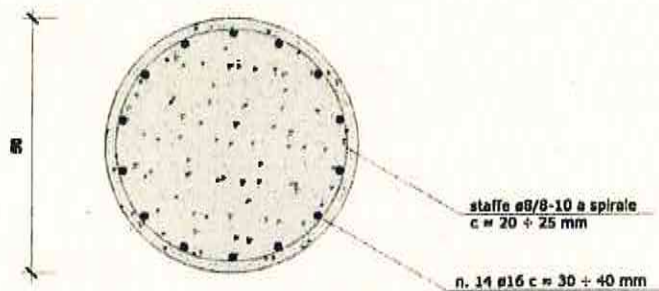
S.C.R. PIEMONTE S.P.A.
Indagine strutturale Palazzo del Ghiaccio di Corso Tazzoli - Torino
RELAZIONE ILLUSTRATIVA

SEZIONE TIPO
PILASTRO PIANO 1°



Nota: rilievo effettuato sul pilastro n. 49.

SEZIONE TIPO
PILASTRO PIANO 1°



Nota: rilievo effettuato sul pilastro n. 36.

Brescia, 23/12/2016

GEOLAB s.r.l.

Ing. Andrea Savoldi

Pagina 15 di 15

Fwd: R: Palaghiaccio Tazzoli: risultati indagine Palatazzoli

Da: segreteria.technica@scr.piemonte.it
A: Protocollo <protocollo@scr.piemonte.it>
Priorità: Normale
Data 12/01/2017 17:11

----- Messaggio originale -----

Da: Caiolo Costanza <costanza.caiolo@scr.piemonte.it>
A: Segreteria Tecnica <segreteria.technica@scr.piemonte.it>
Cc: Manto Sergio <sergio.manto@scr.piemonte.it>
Data: 12 gennaio 2017 alle 16.22
Oggetto: Fwd: R: Palaghiaccio Tazzoli: risultati indagine Palatazzoli

da protocollare. grazie

----- Messaggio originale -----

Da: Andrea <andreasavoldi@geolab.bs.it>
A: 'Caiolo Costanza' <costanza.caiolo@scr.piemonte.it>
Cc: 'Manto Sergio' <sergio.manto@scr.piemonte.it>, '"Manzone, Fabio"' <manzone.mobile@gmail.com>
Data: 12 gennaio 2017 alle 16.19
Oggetto: R: Palaghiaccio Tazzoli: risultati indagine Palatazzoli

Buongiorno, in allegato trasmetto la scansione dei Rapporti di Prova definitivi e della Relazione firmata.

I documenti originali verranno spediti domani a mezzo posta.

A disposizione per qualsiasi chiarimento o necessità porgo i miei migliori saluti.

GEOLAB srl

Via Cernaia, 24 - 25124 BRESCIA (BS)
Tel. 030.35.43.925 - Fax: 030.35.32.405
web: www.geolab.bs.it

The logo for GEOLAB srl, featuring the word "GEOLAB" in a bold, sans-serif font, with "srl." in a smaller font below it. The logo is partially obscured by a large, faint watermark of the letter "G" in the background.**Ing. Andrea Savoldi**

Direttore Laboratorio 1086
Cell. 335.72.52.848
email: andreasavoldi@geolab.bs.it

Da: Caiolo Costanza [mailto:costanza.caiolo@scr.piemonte.it]
Inviato: giovedì 12 gennaio 2017 15:15
A: Andrea
Cc: Manto Sergio; Manzone, Fabio
Oggetto: Palaghiaccio Tazzoli: risultati indagine Palatazzoli

Buongiorno,

in merito alle indagini condotte sull'edificio in oggetto e a seguito di accordi intercorsi tra il RUP e il progettista Ing. Manzone con la presente si conferma che è possibile emettere in data odierna i documenti definitivi trasmessi in bozza in data 23/12/2016.

In attesa di un celere riscontro ringrazio e porgo cordiali saluti.

Costanza CAIOLO

Unità Operativa Project Management

SCR Piemonte S.p.A.

corso Marconi 10 - 10125 Torino

tel +39 011 6548 343

fax +39 011 6694 897

costanza.caiolo@scr.piemonte.it

www.scr.piemonte.it

SCR Piemonte

>
>
>

----- Messaggio originale -----

> Da: Andrea <andreasavoldi@geolab.bs.it>
> A: 'Caiolo Costanza' <costanza.caiolo@scr.piemonte.it>
> Cc: manzone.studio@gmail.com
> Data: 23 dicembre 2016 alle 11.19
> Oggetto: risultati indagine Palatazzoli
>
>

Ciao Costanza, a tempo di record ho tutti i risultati delle integrazioni di ieri.

Ti giro tutto in formato elettronico, ho messo in copia conoscenza anche il progettista, in modo che possiate darmi conferma prima dell'emissione dei documenti definitivi.

*Grazie a presto.
Andrea*

GEOLAB srl

Via Cernaia, 24 - 25124 BRESCIA
(BS)
Tel. 030.35.43.925 - Fax:
030.35.32.405
web: www.geolab.bs.it

GEOLAB s.r.l.

Ing. Andrea Savoldi

Direttore Laboratorio 1086
Cell. 335.72.52.848
email: andreasavoldi@geolab.bs.it

>

Costanza CAIOLO
Unità Operativa Project Management

SCR Piemonte S.p.A.
corso Marconi 10 - 10125 Torino
tel +39 011 6548 343
fax +39 011 6694 897
costanza.caiolo@scr.piemonte.it
www.scr.piemonte.it

SCR Piemonte

scansione documenti definitivi.pdf	Tipo di contenuto: application/pdf Dimensione: 1,59 MB
image001.jpg	Tipo di contenuto: image/jpeg Dimensione: 3,45 KB
image002.jpg	Tipo di contenuto: image/jpeg Dimensione: 3,45 KB

Test 009 - Trave a mensola soggetta a momento torcente concentrato

Documento relativo a:

▲ **Giovedì 09 Novembre, 2006 - Benchmark 009**

Fonte: NAFEMS, **Background to Benchmarks**, 1993, test LE5

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: trave con incastro sul primo estremo e libera sull'estremo opposto. La trave con sezione trasversale a Z di spessore t e luce L è soggetta in corrispondenza della sezione sull'estremità libera ad una coppia torcente generata dalla presenza di due forze di taglio S concentrate sulle ali.

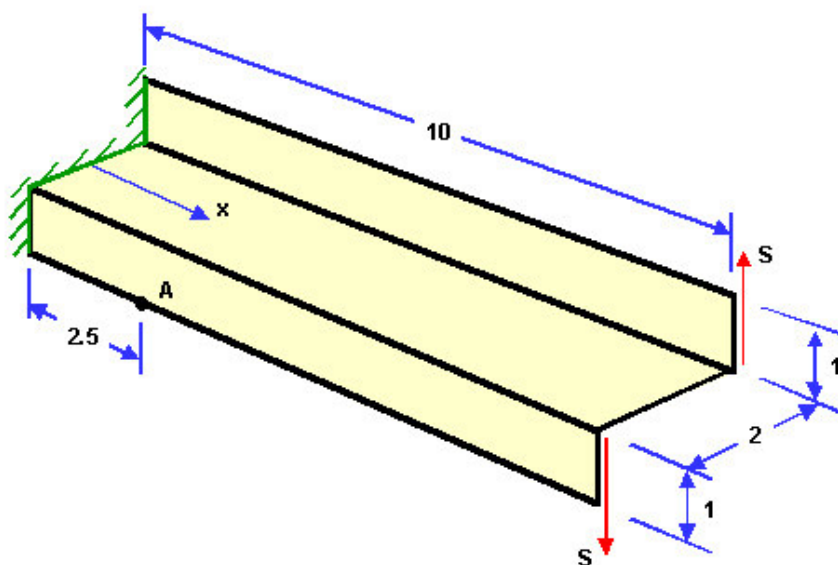


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare nel punto A la tensione normale σ_x nella sezione trasversale condotta in $x=2,5$ m dall'incastro. Si trascura il peso della trave.



Dati

$$E = 2100000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\nu = 0.3$$

$$L = 10 \text{ [m]}$$

$$t = 0.1 \text{ [m]}$$

$$S = 0.6 \text{ [MN]}$$

Modello: La trave viene modellata con una mesh uniforme di 24 elementi piani connessi a 36 nodi. I nodi per $x=0$ sono tutti incastrati (zero gradi di libertà) mentre i rimanenti risultano totalmente liberi.

File dati: [Test 009](#)

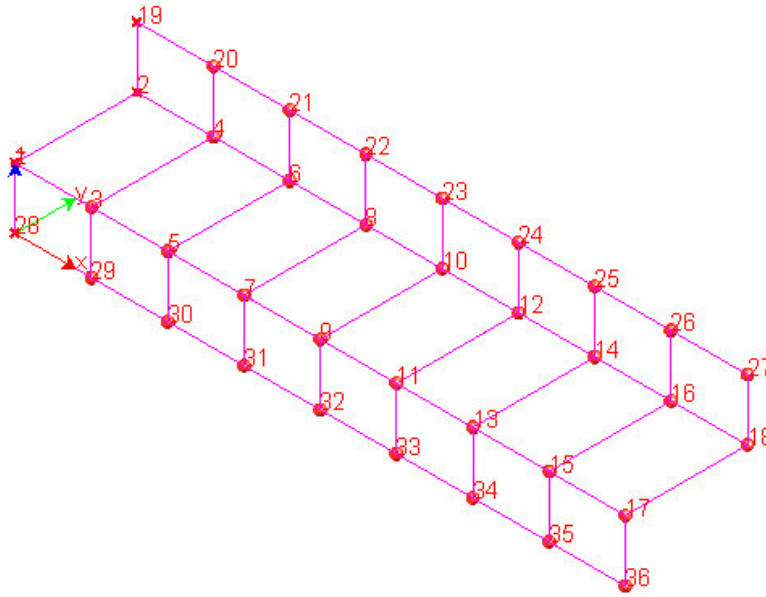


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
σ_x [MPa]	107.9	103.8	0.962

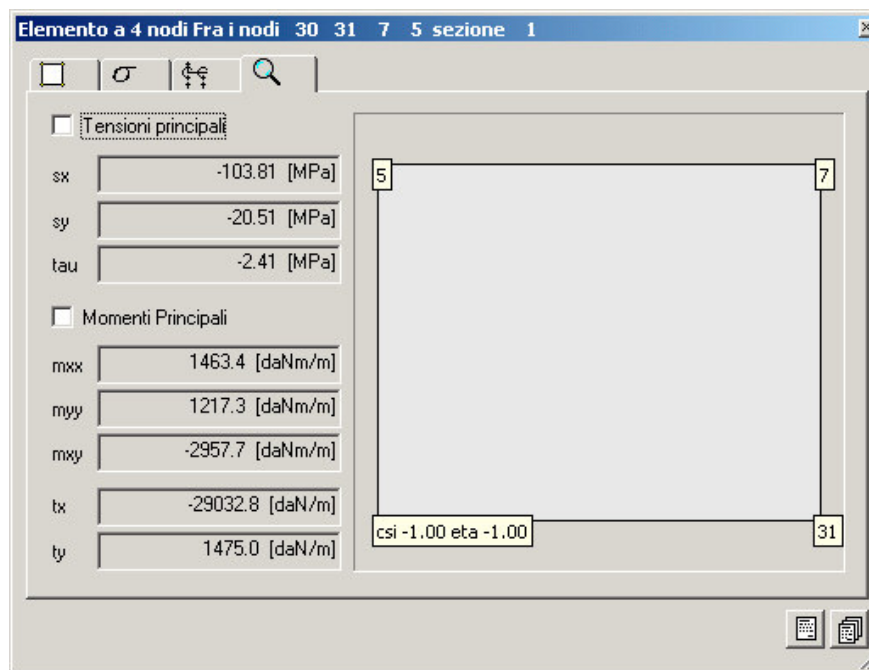


Fig. 3 Il valore puntuale nel nodo 30

Ulteriori parole di ricerca:

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

Test 010 - Telaio piano

Documento relativo a:

▲ **Giovedì 09 Novembre, 2006 - Benchmark 010**

Fonte: Timoshenko, **Strength of Material**, Part I, Elementary Theory and Problems, pag. 188

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: Portale incastrato alla base dei ritti e caricato nella mezzeria del traverso con un carico concentrato P. Lo schema è staticamente indeterminato.

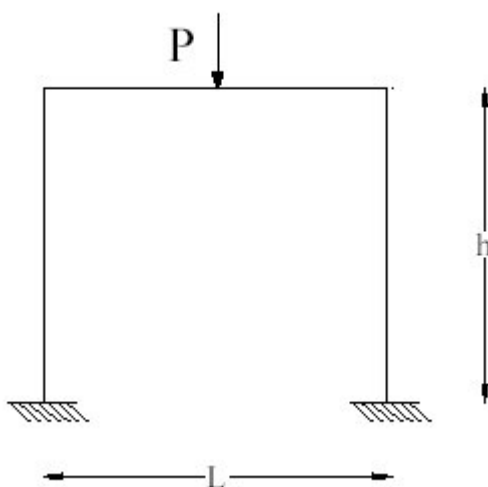


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare le reazioni verticali alla base dei ritti. Si trascura il peso delle aste.



Dati

$$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L = 3.04 \text{ [m]}$$

$$h = 2.54 \text{ [m]}$$

$$A_{\text{rit}} = 25.80 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\text{trav}} = 51.61 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$P = 0.45 \text{ [t]}$$

Modello: I due nodi alla base del portale vengono vincolati in modo da lasciare libera solo la rotazione Z. I nodi rimanenti sono completamente liberi. Il carico P viene applicato al nodo inserito in mezzeria del traverso.

File dati: [Test 010](#)

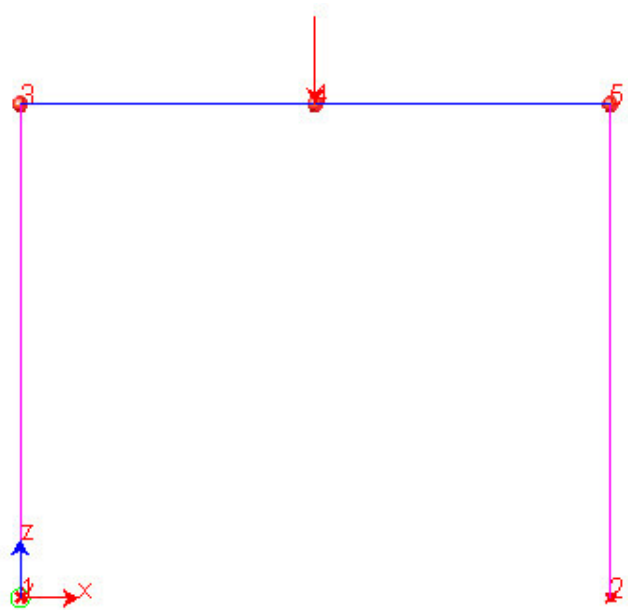


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
R1 = R2 [t]	0.225	0.225	1.000

Ulteriori parole di ricerca:

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

Test 004 - Trave piana con estremi incastrati

Documento relativo a:

▲ **Giovedì 09 Novembre, 2006 - Benchmark 004**

Fonte: Timoshenko - **Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems**, pag. 26, problem 10

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: asta prismatica di sezione costante incastrata agli estremi e soggetta alle azioni assiali F_1 ed F_2 in corrispondenza di due sezioni intermedie.

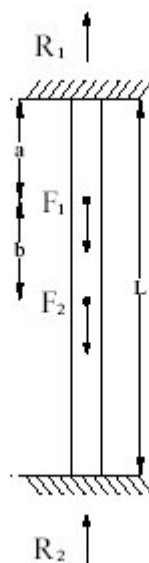


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare le reazioni vincolari R_1 ed R_2 trascurando il peso delle aste.



Dati

$$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L = 24.5 \text{ [cm]}$$

$$a = b = 0.3 L = 7.62 \text{ [cm]}$$

$$A = 100 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$F_1 = 0.454 \text{ [t]}$$

$$F_2 = 0.227 \text{ [t]}$$

Modello: I nodi vengono inseriti in corrispondenza delle estremità vincolate e dei due punti di applicazione delle forze F_1 ed F_2 .

File dati: [Test 004](#)

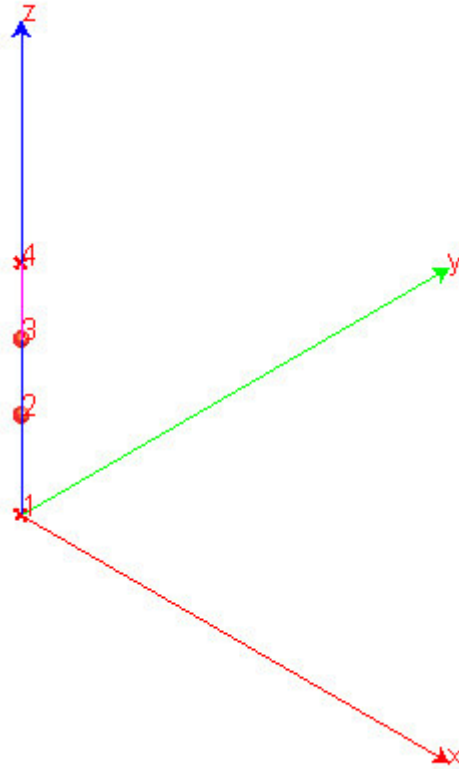


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
R_1 [Kg]	408.23	408.23	1.000
R_2 [Kg]	272.15	272.15	1.000

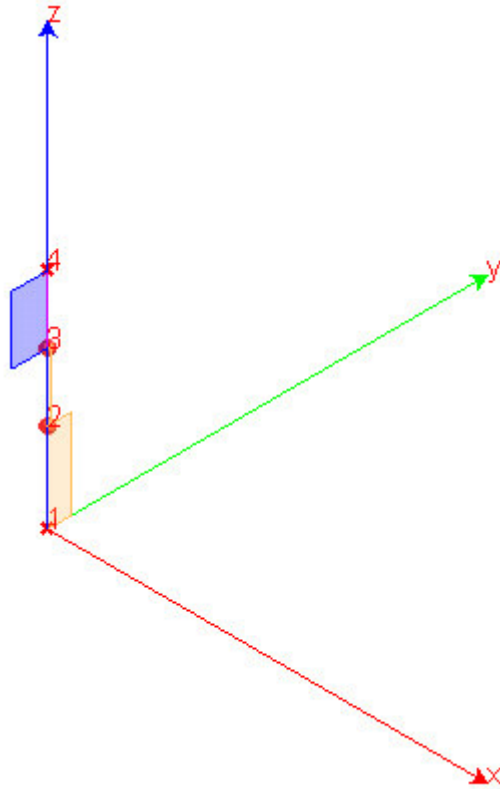


Fig. 3 Diagramma sforzo normale nelle aste: asta 1-2 compressa, asta 3-4 tesa

Ulteriori parole di ricerca:

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

Test 013 - Aste piane e carico termico

Documento relativo a:

▲ Giovedì 09 Novembre, 2006 - Benchmark 013

Fonte: R. D. Cook, D. S. Malkus, M.E. Plesha, **Concepts and applications of finite element analysis**, III ed., J. Wiley & Sons, pag. 57

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: Tre aste uguali in serie formano un sistema incastrato alle estremità con luce pari a $3L$. Solo le prime due aste sono soggette ad una variazione termica uniforme DT .

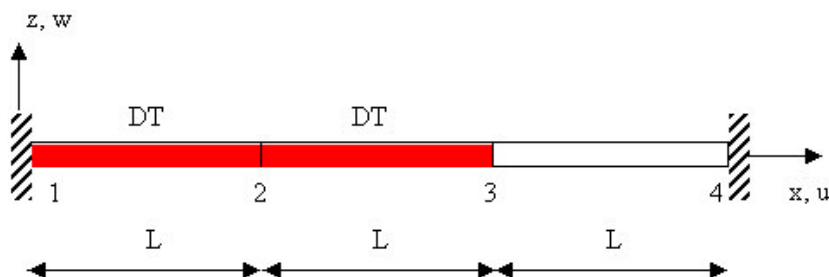


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare lo spostamento orizzontale della sezione 3 e lo sforzo assiale N_{12} , N_{23} , N_{34} in ciascuna delle tre aste.



Dati

$$E = 2100000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\nu = 0.33$$

$$L = 100 \text{ [cm]}$$

$$A = 25 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\alpha = 0.000012 \text{ [1/}^\circ\text{C]}$$

$$DT = 833.333 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

Modello: I nodi 1 e 4 sono incastrati (zero gradi di libertà) mentre gli altri intermedi risultano totalmente liberi. Il carico termico è applicato alle aste 1-2 e 2-3.

File dati: [Test 013](#)

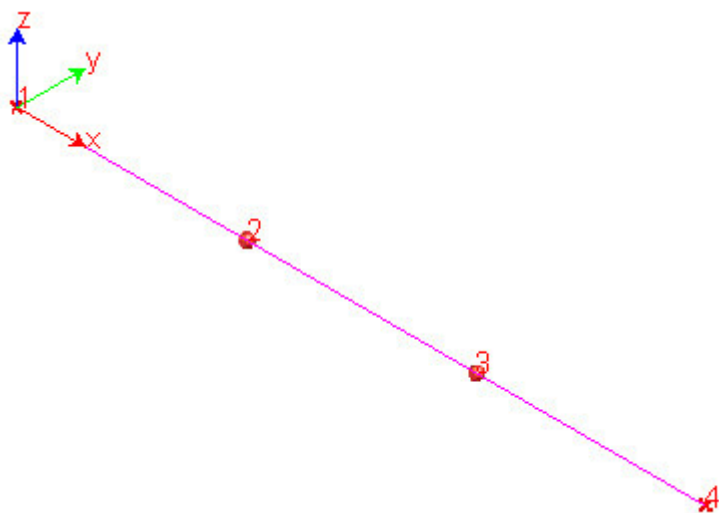


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

Sforzo assiale	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
u3 [cm]	2/3	0.67	1.000
N ₁₂ , N ₂₃ , N ₃₄ [t]	350.0	350.0	1.000



Fig. 3 Diagramma sforzo normale nelle aste.

Ulteriori parole di ricerca:

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

Test 006 - Stato tensionale di una trave inflessa

Documento relativo a:

▲ **Giovedì 09 Novembre, 2006 - Benchmark 006**

Fonte: Timoshenko - **Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems**, pag. 98, problem 4

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: trave isostatica di luce L con due sbalzi di luce a soggetti al carico distribuito di intensità w . La trave ha sezione a doppio T con sezione trasversale pari ad A .

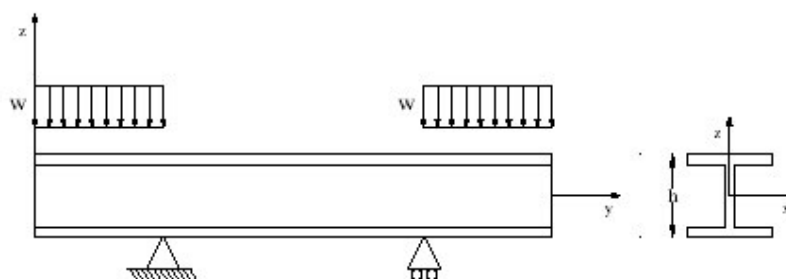


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare nella sezione di mezzeria il valore della tensione σ_{max} e dello spostamento verticale δ trascurando il peso delle aste.



Dati

$$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L = 609.6 \text{ [cm]}$$

$$a = 304.8 \text{ [cm]}$$

$$h = 76.2 \text{ [cm]}$$

$$A = 326.77 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$J = 328488 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$w = 14.88 \text{ [t/m]}$$

Modello: I due nodi di estremità e quello in posizione mediana sono liberi. Il primo nodo nella posizione del primo vincolo ha un solo grado di libertà libero (rotazione Y) mentre il nodo in corrispondenza del secondo vincolo ha due gradi di libertà (rotazione Y e traslazione X).

File dati: [Test 006](#)



Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
σ [cm ²]	786	802	1.020
δ [mm]	4.620	4.725	1.023

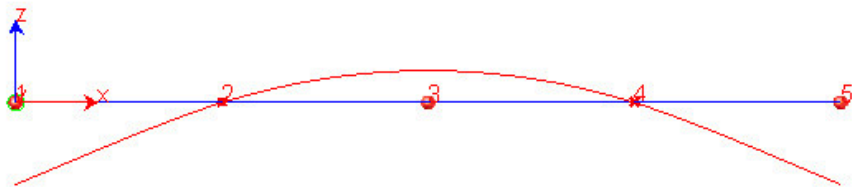


Fig. 3 Deformata

Ulteriori parole di ricerca:

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006