

Committente:



CACIP S.p.A. Consorzio Industriale Provinciale di Cagliari
Viale Diaz 86, 09125 Cagliari (CA)

Progetto:

Revamping delle linee "A" e "B"
del termovalorizzatore
di Cagliari - Macchiareddu

Progetto definitivo

Progettisti:

tbfpartner
Ingegneri e Consulenti

Strada Regina 70 T +41 91 610 26 26
Postfach F +41 91 610 26 29
6982 Agno E-Mail tbfti@tbf.ch



R.P. Sarda s.r.l.
VIA GIOTTO, 7 SARROCH (CA)
TEL. 070 902036



Via Pitzolo 26 - Cagliari - tel. 070-454146
email: info@servinsrl.it

Committente:

Progettista:

Titolo:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE E SUI MATERIALI

Rev.	Data	Modifiche	Disegnato	Controllato
0	28.01.2016	Prima emissione	VF	EM
1	30.09.2016	Seconda emissione	VF	EM
2	15.06.2018	Revisione per verifica progetto	VF	EM
3				
4				
5				

Scala:	Formato:	Data:	Documento no. :	Rev.
-	A4	15.06.2018	C.30.1300	2

1.	PREMESSA.....	2
2.	RAPPRESENTAZIONE MODELLO STRUTTURALE DOPO IL REVAMPING:	5
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
4.	DOCUMENTI E DISEGNI DI RIFERIMENTO	7
5.	RELAZIONE SUI MATERIALI:	8
5.1	MATERIALI NUOVE STRUTTURE	8
5.2	MATERIALI STRUTTURE ESISTENTI	10
6.	TIPOLOGIA FONDAZIONI	11
6.1	FONDAZIONI ESISTENTI.....	11
6.2	FONDAZIONI NUOVE.....	12
7.	AZIONI DI PROGETTO:.....	12
7.1	VENTO.....	12
7.2	NEVE	13
7.3	SISMA.....	14
7.4	SOVRACCARICO COPERTURA PER LAVORI DI MANUTENZIONE	16
7.5	SOVRACCARICO EDIFICIO TURBINE	16
7.6	NUOVA COPERTURA METALLICA	16
7.7	PANNELLI DI TAMPONAMENTO DI FACCIATA	16
7.8	COPERTURA EDIFICIO TURBINE.....	17
8.	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI e DEI MATERIALI:	17
9.	CONDIZIONI DI CARICO	18
9.1	CONDIZIONI DI CARICO STATO DI PROGETTO	18
9.2	AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO.....	20
9.3	AZIONI DOVUTE AL CARICO PERMANENTE	20
9.4	AZIONI DOVUTE VENTO X <small>negativo</small>	22
9.5	AZIONI DOVUTE VENTO X <small>positivo</small>	22
9.6	AZIONI DOVUTE VENTO Y <small>positivo</small>	23
9.7	AZIONI DOVUTE VENTO Z <small>negativo</small> (COPERTURA)	24
9.8	AZIONI CARICHI ACCIDENTALI EDIFICIO TURBINE	25
9.9	AZIONI CARICHI DA NEVE	26
10	COMBINAZIONI DI CARICO.....	27
11	NOTE DI CALCOLO	28
11.1	VERIFICA NUOVO PORTALE	28
11.1.1	TRAVERSO ORIZZONTALE.....	29
11.1.2	NUOVI PILASTRI P1 E P2	33
11.2	VERIFICA NUOVI PILASTRI E TRAVI DI FACCIATA	37
11.2.1	NUOVI PILASTRI P3 E P4	37
11.2.2	NUOVA FONDAZIONE SU PALI	44
11.3	PILASTRO E FONDAZIONE ESISTENTI	45
11.4	VERIFICA NUOVA TRAVE QUOTA +21.20 TELAIO "I"	48
11.5	VERIFICA TRAVI ESISTENTI - POST INTERVENTO.....	50
11.5.1	TRAVE QUOTA +21.20 FILO "10"	50
11.5.2	TRAVE QUOTA +11.20 FILO "4"	54
11.6	VERIFICA MARTELLAMENTO.....	57
11.7	VERIFICA NUOVA TRAVE METALLICA RETICOLARE	59
11.8	VERIFICA ORDITURA SECONDARIA (ARCARECCI).....	61
11.9	VERIFICA TRAVE in C.A.P. con MONOROTAIA 50 t (edif. Forni).....	62
11.10	VERIFICA DEFORMAZIONI MASSIME ORIZZONTALI	63
11.11	VERIFICA COPERTURA NUOVI LOCALI ACCESSORI	65
11.11.1	VERIFICA SOLETTA IN C.A. H=20 cm.....	65
11.11.2	TRAVE CENTRALE COPERTURA LOCALI	68
12.10	NUOVO DEAERATORE.....	70
12.11	FONDAZIONI ESTERNE SU PALI - SILOS.....	75
12.12	FONDAZIONI DIRETTE SUPERFICIALI	79

1. PREMESSA

Le attuali linee A e B dell'impianto di termovalorizzazione di Macchiarèdu gestito da Tecnocasic spa, della potenzialità nominale di 6.24 t/h ciascuna, sono entrate in esercizio nel 1995 ed allo stato attuale risultano obsolete e tecnologicamente superate.

Tali condizioni hanno portato ad una riduzione sensibile della capacità complessiva e pertanto CASIC ha deciso, per ciascuna delle linee A e B, un revamping delle sezioni forno - caldaia - recupero energetico - sezione fumi:

L'intervento di revamping si svolgerà in momenti diversi sulle due linee al fine di garantire il funzionamento dell'una durante la fermata dell'altra.

Le due linee A e B di termovalorizzazione sono costituite dalle seguenti sezioni di trattamento:

- Incenerimento
- Recupero energetico
- Trattamento fumi
- Trattamento ceneri

La presente relazione si riferisce alle opere strutturali connesse all'intervento di revamping e consistenti in:

- innalzamento della copertura del capannone esistente (ultime due campate- zona filtri) da 17,50 m a +30,00 m, senza aumento dei carichi sulle fondazioni maggiore del 10%;
- modifica copertura capannone a + 30,00 m esistente, da lastre di cls a travi metalliche e lamiera grecata;
- interventi locali su elementi strutturali esistenti per nuove esigenze di layout;
- realizzazione nuovi locali accessori a quota +0.00 (locale compressori e riserva);
- realizzazione nuove fondazioni su pali per strutture di elevazione e appoggio nuovi carichi macchinari;
- ampliamento delle fondazioni esistenti interne su pali, con allargamento delle stesse per assicurare appoggi centrati alle nuove apparecchiature, in sostituzione delle vecchie;
Le nuove porzioni di fondazione saranno rese solidali con quelle esistenti e i pali saranno posizionati in modo da garantire un reciproco interasse par ad almeno 3 diametri.
- realizzazione nuove fondazioni superficiali per scale esterne metalliche, per macchinari con pesi modesti (ventilatori), per nuovi trasformatori;

L'analisi strutturale viene effettuata modellando la struttura con il software FEM Nolian – Softing.

L'edificio del termovalorizzatore è formato da 3 corpi principali:

- edificio fossa
- corpo alto ciclo termico ospitante le linee A, B (navata doppia) e C (navata singola). Esso ha dimensioni 41,00 m (2 campate) x 47,00 m (6 campate)
- corpo basso con le turbine 17,50 m (1 campata) x 47,00 m (6 campate)
- apparecchiature esterne con il camino sul piazzale esterno

Le linee A e B sono state realizzate nel 1993; la linea C realizzata nel 2003 (quando la regione Sardegna non era ancora diventata zona sismica). Le strutture sono in c.a. gettato in opera con coperture prefabbricate. Il corpo della linea C (non oggetto del revamping) è tutto alto 30,00 m. Il corpo delle linee A e B ha le prime 4 campate alte 30,00 m e le ultime 2 alte 17,50 m. Il corpo basso turbine è alto 15,60 m.

Il revamping delle linee A e B impone il rialzo delle ultime 2 campate a Nord, da 17,50 a 30,00 m. Le ultime 2 campate dei corpi A, B, C e corpo turbine presentano un giunto di costruzione, che però, non è sempre continuo e ha larghezze diverse, da 0 a 5 cm, per cui non sarebbe sufficiente ad evitare fenomeni di martellamenti, in caso di sollecitazioni sismiche. Per questo motivo si decide di cucire, mediante barre filettate, le strutture fra di loro. In questo modo si può rendere e, di conseguenza, modellare l'edificio come un tutt'uno.

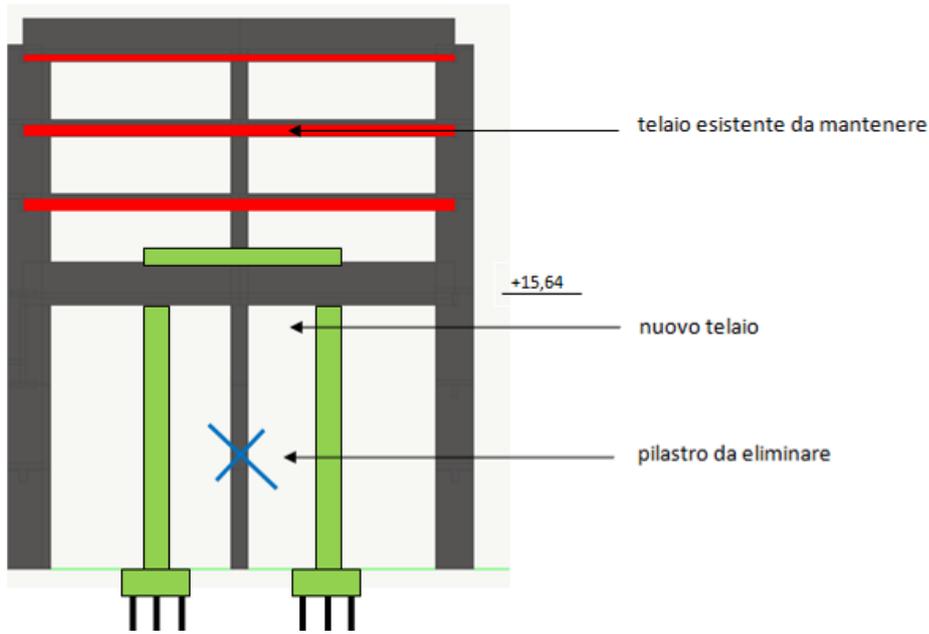
Ai sensi del par. 8.4.1 – NTC 2008, si deve procedere alla valutazione della sicurezza, dato che siamo in presenza di:

- sopraelevazione;
- varie modifiche di travi pilastri;
- sostituzione copertura in c.a.p. con copertura metallica.

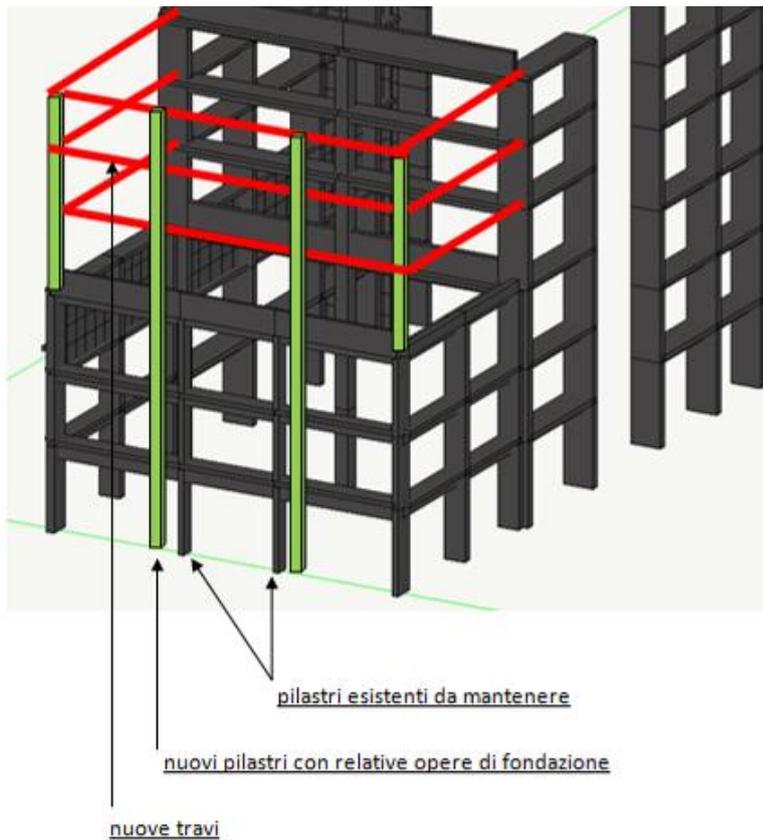
L'intervento si configura come intervento di adeguamento, ai sensi del par. 8.4.2 – NTC.

Gli interventi principali su elementi strutturali esistenti sono:

- eliminazione del pilastro centrale da terra fino a + 15,64 m, con la creazione di un portale in sua sostituzione, incluse nuove fondazioni su pali;
- creazione in facciata Nord di due nuove colonne da terra fino alla nuova copertura a +30,00 m intercettando le travi longitudinali esistenti, incluse nuove fondazioni su pali;
- modifica della geometria della sezione delle travi poste a quota +21,72 m con demolizione dell'anima inferiore della trave, demolizione parziale dell'ala lato caldaie e ricostruzione dell'anima all'estradosso della trave in posizione non interferente con il condotto di scarico dalle caldaie verso la zona filtri a maniche.



- eliminazione del pilastro centrale da terra fino a + 15,64 m



- creazione in facciata Nord di due nuove colonne

Le strutture degli edifici sono indipendenti rispetto ai macchinari interni (ad eccezione di qualche passerella o scaletta in grigliato), i carichi dei vari macchinari si scaricano direttamente sulle loro fondazioni, senza coinvolgere le strutture dei capannoni.

Tutte le strutture saranno dimensionate con il metodo degli STATI LIMITE in accordo con quanto previsto dalla normativa NTC08 e dagli Eurocodici.

2. RAPPRESENTAZIONE MODELLO STRUTTURALE DOPO IL REVAMPING:

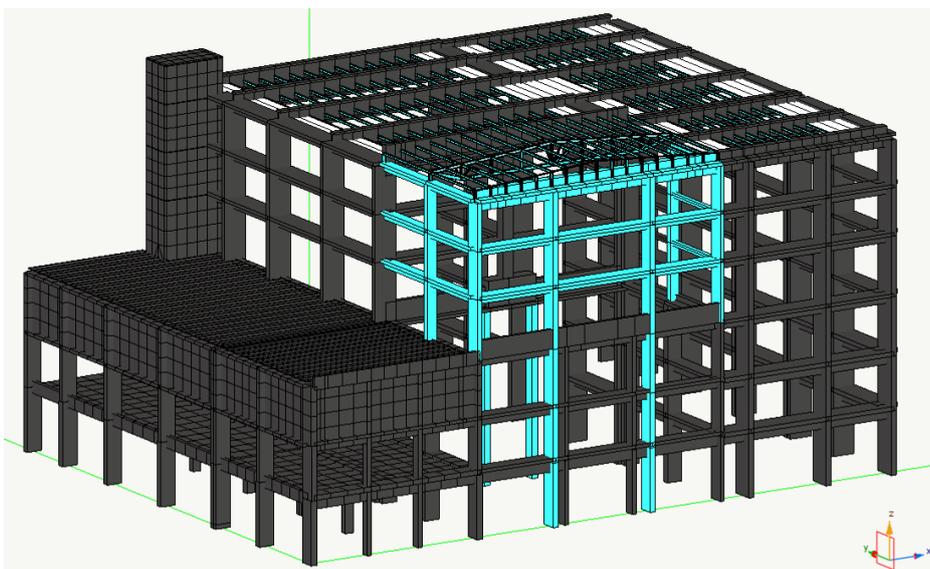


Immagine 01 - vista da N modello ad elementi finiti - Nolian Softing

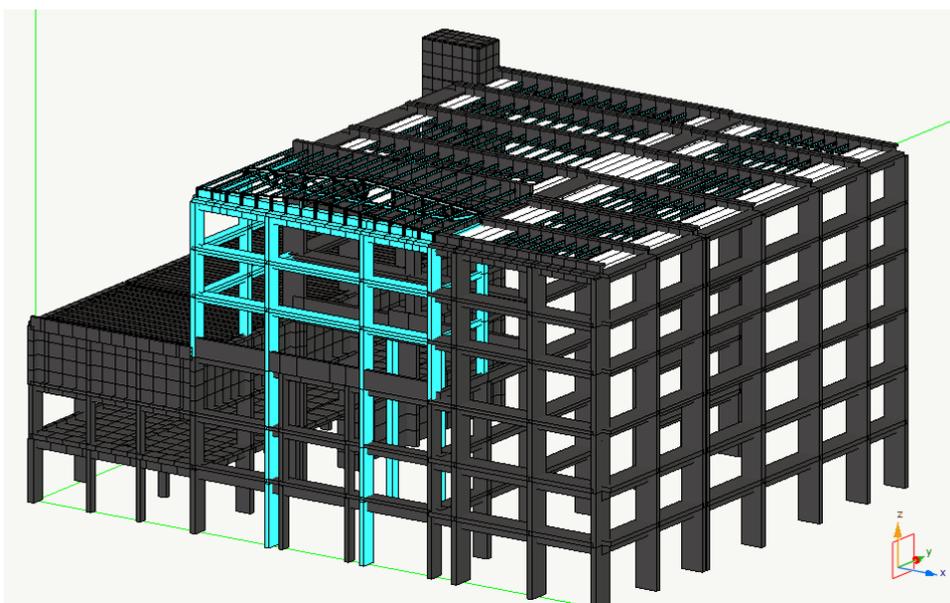


Immagine 02 - vista da N-E modello ad elementi finiti - Nolian Softing

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- 1) L. 5 novembre 1971, n° 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- 2) D.P.R. 380/2001 Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia di edilizia;

STRUTTURE IN C.A. - C.A.P. - METALLICHE

- 3) D.M. 14 gennaio 2008 Norme tecniche per le costruzioni;
- 4) D.M. LL.PP. 14.02.92 Norme tecniche per le costruzioni delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- 6) D.M. LL.PP. 11.03.88 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- 7) C.N.R.- UNI 10011 - 92 Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- 8) UNI 9858 Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità;
- 9) UNI EN 206-1 Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- 10) UNI 11104 Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

4. DOCUMENTI E DISEGNI DI RIFERIMENTO

DISEGNI:

- D.30.2300 STR - PIANTA FONDAZIONI, PALI
- D.30.2305 STR - PIANTA PALI E CARICHI
- D.30.2310 STR - PIANTA A QUOTA + 6.20
- D.30.2320 STR - PIANTA A QUOTA + 15.64
- D.30.2325 STR - PIANTA A QUOTA + 30.00
- D.30.2330 STR - PIANTA COPERTURA
- D.30.2340 STR - SEZIONE A-A
- D.30.2350 STR - SEZIONE B-B
- D.30.2360 STR - SEZIONE C-C
- D.30.2370 STR - DETTAGLI TIPICI FONDAZIONI 1/2
- D.30.2371 STR - DETTAGLI TIPICI FONDAZIONI 2/2
- D.30.2372 STR - DETTAGLI TIPICI ARMATURE 1/2
- D.30.2373 STR - DETTAGLI TIPICI ARMATURE 2/2
- D.30.2374 STR - DETTAGLI ARMATURE IN ELEVAZIONE

RELAZIONI:

- R.30.1120 RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA
- R.30.1130 RELAZIONE GEOTECNICA
- R.30.1210 RELAZIONE TECNICA OPERE CIVILI

5. RELAZIONE SUI MATERIALI:

5.1 MATERIALI NUOVE STRUTTURE

Di seguito si riportano le caratteristiche dei nuovi materiali da costruzione che saranno impiegati per la realizzazione delle strutture in ampliamento:

Calcestruzzo magro per opere di sottofondazione:

Classe di resistenza : C12/15
 Classe di lavorabilità : S3
 Diametro max aggregato Dmax : 20 mm

Resistenza caratteristica cubica 28 gg	R_{ck}	15.00 MPa
Resistenza cilindrica caratt. 28 gg	f_{ck}	12.45 MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd}	7.06 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd}	0.75 MPa
Modulo di elasticità normale	E	27.27 GPa

Calcestruzzo per opere di fondazione:

Classe di resistenza : C32/40
 Classi di esposizione ambientale : XS1
 Classe di lavorabilità : S4 (fluido, slump 16 ÷ 21)
 Dosaggio indicativo cemento : 360Kg/m³ cem. IV/A 42.5 R
 Rapporto A/C : 0,50 max
 Diametro max aggregato Dmax : 30 mm

Resistenza caratteristica cubica 28 gg	R_{ck}	40.00 MPa
Resistenza cilindrica caratt. 28 gg	f_{ck}	33.20 MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd}	18.81 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd}	1.45 MPa
Modulo di elasticità normale	E	33.64 GPa

Calcestruzzo per opere di elevazione (travi - pilastri - muri) :

Classe di resistenza : C32/40
 Classi di esposizione ambientale : XS1
 Classe di lavorabilità : S4 (fluido, slump 16 ÷ 21)
 Dosaggio indicativo cemento : 360Kg/m³ cem. IV/A 42.5 R
 Rapporto A/C : 0,50 max
 Diametro max aggregato Dmax : 30 mm

Resistenza caratteristica cubica 28 gg	R_{ck}	40.00 MPa
Resistenza cilindrica caratt. 28 gg	f_{ck}	33.20 MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd}	18.81 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd}	1.45 MPa
Modulo di elasticità normale	E	33.64 GPa

Acciaio ad aderenza migliorata per c.a. B450C (controllato in stabilimento):

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540 MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450 MPa
Allungamento a rottura	\geq	7,5%
Modulo elastico normale	E	210 GPa

Acciaio per carpenteria metallica tipo S355 J0 ($t \leq 40$ mm)

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	510 MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	355 MPa
Modulo elastico normale	E	210 GPa

Bulloni -dadi ed elementi di collegamento classe 8,8:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ub} \geq$	800 MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yb} \geq$	640 MPa

Tirafondi per ancoraggio alle fondazioni S355:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	510 MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	355 MPa

5.2 MATERIALI STRUTTURE ESISTENTI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei nuovi materiali delle strutture esistenti

(rif. elaborato n° CA-E-14530_ relazione di calcolo A-del 30-3-1990)

1) ELEVAZIONE

- CALCESTRUZZO RBK = 300
 - TENSIONE AMMISSIBILE A FLESSIONE O PRESSOFLESSIONE
 - $SIGMA' B = 60 + (R' BK - 150) / 4 = 97.50 \text{ KG/CMQ}$
 - TENSIONE AMMISSIBILE A COMPRESSIONE SEMPLICE
 - $SIGMA' B = 0.7(60 + (R' BK - 150) / 4) = 68.25 \text{ KG/CMQ}$
 - TENSIONI TANGENZIALI AMMISSIBILI
 - $TAU \text{ BO} = 4 + (R' BK - 150) / 75 = 6.00 \text{ KG/CMQ}$
 - $TAU \text{ B1} = 14 + (R' BK - 150) / 35 = 18.29 \text{ KG/CMQ}$
- ACCIAIO: FE B 44 K CONTROLLATO IN STABILIMENTO
- $SIGMA \text{ F (AMM.)} = 2600 \text{ KG/CMQ}$
- ACCIAIO: FE 360 B UNI 7070 - 7806
- BULLONI CLASSE 8.8 UNI 3740 - 3774
- DADI CLASSE 6 S UNI 3740 - 3774

2) FONDAZIONE

- CALCESTRUZZO RBK = 250
 - TENSIONE AMMISSIBILE A FLESSIONE O PRESSOFLESSIONE
 - $SIGMA' B = 60 + (R' BK - 150) / 4 = 85.00 \text{ KG/CMQ}$
 - TENSIONE AMMISSIBILE A COMPRESSIONE SEMPLICE
 - $SIGMA' B = 0.7(60 + (R' BK - 150) / 4) = 59.50 \text{ KG/CMQ}$
 - TENSIONI TANGENZIALI AMMISSIBILI
 - $TAU \text{ BO} = 4 + (R' BK - 150) / 75 = 5.33 \text{ KG/CMQ}$
 - $TAU \text{ B1} = 14 + (R' BK - 150) / 35 = 16.86 \text{ KG/CMQ}$
- ACCIAIO: FE B 44 K CONTROLLATO IN STABILIMENTO
- $SIGMA \text{ F (AMM.)} = 2600 \text{ KG/CMQ}$
- ACCIAIO: FE 360 B UNI 7070 - 7806
- BULLONI CLASSE 8.8 UNI 3740 - 3774
- DADI CLASSE 6 S UNI 3740 - 3774

Le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti saranno opportunamente adeguate in funzione del fattore di confidenza $FC = 1,2$ corrispondente a LC2.

6. TIPOLOGIA FONDAZIONI

6.1 FONDAZIONI ESISTENTI

Le fondazioni delle strutture principali degli edifici esistenti sono indirette, di due differenti tipologie:

- pali d 120
- setti in c.a. (di due differenti dimensioni)

Si riportano di seguito i valori di portata ricavati dalla relazione sulle indagini geognostiche della soc. Tec.am srl.

PALO d 120 L 18 ml

CARICO	SOLUZIONE	K	PORTATA UTILE
207276 Kg	1	2.5	230766 Kg
207276 Kg	2	3.0	271025 Kg

SETTO 80x250x L 12 ml

CARICO	SOLUZIONE	K	PORTATA UTILE
199135 Kg	1	2.5	270927 Kg
199135 Kg	2	3.0	265982 Kg

SETTO 80x360x L 12 ml

CARICO	SOLUZIONE	K	PORTATA UTILE
246723 Kg	1	2.5	381137 Kg
246723 Kg	1	3.0	373481 Kg

Le fondazioni degli impianti/apparecchiature interne ed esterne sono su pali d=42 cm, L= 7,5 - 8,5 m, con carico massimo di 54 t/palo nella situazione più gravosa con portata limite di punta pari a 170,6 t. (doc CA-E-14625 / 09-11-1990-Snamprogetti - Pali di fondazione – Portanza e verifiche geotecniche)

6.2 FONDAZIONI NUOVE

Le fondazioni delle nuove strutture dovranno, per coerenza, essere realizzate seguendo le tipologie di quelle delle strutture esistenti. In particolare le fondazioni del nuovo telaio a portale e dei nuovi pilastri saranno realizzate su pali del diametro $d=40$ cm. Nelle verifiche di seguito riportate verranno calcolati i massimi carichi agenti, utili per il dimensionamento della lunghezza di infissione del palo nel terreno, che dovrà comunque garantire una portata allo SLU maggiore di:

$$N_{Rd} \text{ palo} \geq 65 \text{ t (650 kN)}$$

$$T_{Rd} \text{ palo} \geq 5,0 \text{ t (50 kN)}$$

Nel progetto definitivo viene effettuato un predimensionamento dei pali. Per la stima dei costi si fa riferimento all'incidenza dell'armatura dei pali esistenti $\phi 42$ (100kg/m^3), maggiorata cautelativamente del 20% (120kg/m^3).

7.AZIONI DI PROGETTO:

7.1 VENTO

La pressione del vento è data dalla formula:

$$q_v = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Parametri vento:

ρ_{aria}	1,25 daN/m ³	densità aria
v_b	28 m/s	velocità di riferimento del vento
$q_b = \frac{1}{2} \rho_{\text{aria}} \cdot v_b^2$	0,49 kN/m ²	pressione cinetica di riferimento
Zona vento	5	
Distanza dalla costa	1 Km	
Classe di rugosità	D	
Curva coeff. C_e	I	

nel caso specifico:

- C_e = variabile in funzione dell'altezza dell' edificio in accordo con figura 3.3.3 Ntc 08
- $C_p = 0,8 + 0,4 = 1,2$ coefficiente da utilizzare anche per gli spioventi della copertura
- $C_d = 1,0$

Tabella di variazione dei parametri in funzione dell'altezza dell'edificio:

H edif. [m]	C_e	P [daN/m ²]	P(C_p) daN/m ²	c. facciata riempimento	P v [m]	Hi (interasse) Travi [m]	carico da vento [daN/m]
6,20	2,057	100,8	120,9	100%	120,9	5,60	677,3
11,20	2,425	118,8	142,6	100%	142,6	4,75	677,3
15,64	2,644	129,5	155,4	100%	155,4	5,00	777,2
21,20	2,850	139,7	167,6	50%	83,8	5,40	419,0
25,60	2,981	146,1	175,3	50%	87,7	4,40	385,7
30,00	3,094	151,6	181,9	50%	91,0	3,40	309,3
34,35	3,191	152,4	182,9	100%	182,9	4,40	804,8

Il carico da vento verrà applicato alla struttura, nella direzione trasversale lungo asse x, secondo il seguente schema:

zone piene:	parte direttamente investita	67%
	parte in suzione	33%
zone aperte:	elementi direttamente investiti	40%
	elementi interni	20%
	elementi parte in suzione	40%

7.2 NEVE

La pressione del carico da neve è data dalla formula:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ KN/m}^2 \quad \text{zona III con } a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$$

$$C_e = 1$$

$$C_t = 1$$

$$\mu_i = 0,8 \text{ per } 0^\circ < \varphi < 30^\circ$$

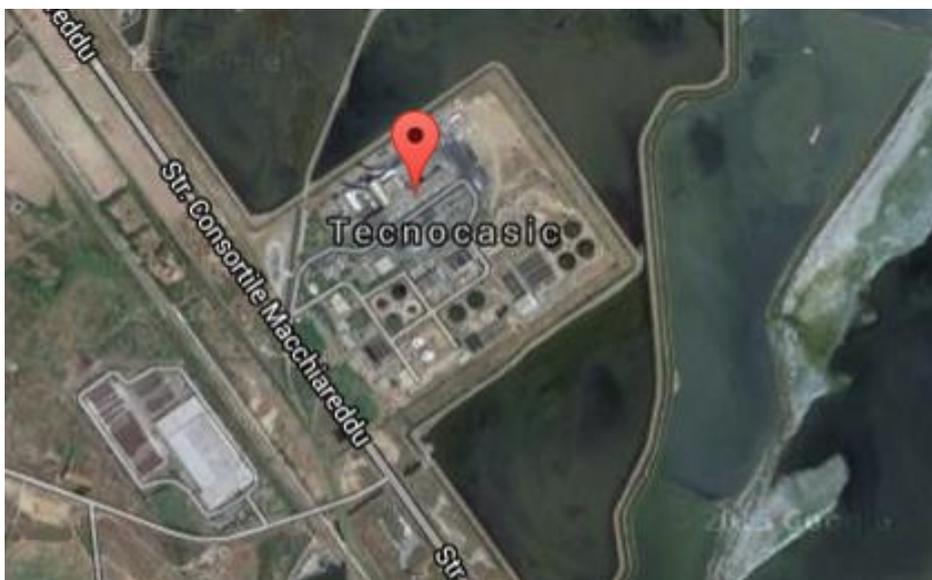
sostituendo i valori si ottiene: $q_s = 0,8 \times 0,60 = 0,48 \text{ kN/m}^2$ (equivalente a 48 daN/m²)

7.3 SISMA

Il calcolo sismico viene svolto con l'utilizzo di il programma di calcolo ad elementi finiti Nolian - Softing con un'analisi dinamica con spettro di risposta.

I parametri assunti per la verifica, in accordo con la relazione geologica e sismica (doc. R.30.1120), risultano i seguenti:

vita nominale V_n	: ≥ 50 anni
classe d'uso	: III
categoria di sottosuolo	: C
categoria topografica	: T1



latitudine 39.18589°
 longitudine 9.01858°

Immagine 03 - Ortofoto del sito Tecnocasic

Parametri sismici del sito - spettro SLV:

ag/g :0,0556
 F_0 :2.94
 T_c :0.36

Il fattore di struttura assunto risulta pari a: $q = q_0 \times \alpha_u/\alpha_1 \times 0,8$
 dove:

$q_0 = 3,0 \times \alpha_u/\alpha_1$ fattore di struttura corrispondente a strutture a telaio;
 $\alpha_u/\alpha_1 = (1,3+1,0)/2 = 1,15$ dovuto alla non regolarità in pianta;
 0,8 coefficiente riduttivo per la non regolarità in altezza.

$$q = q_0 \times 1,15 \times 0,8 = 2,76 \text{ [SLV]}$$

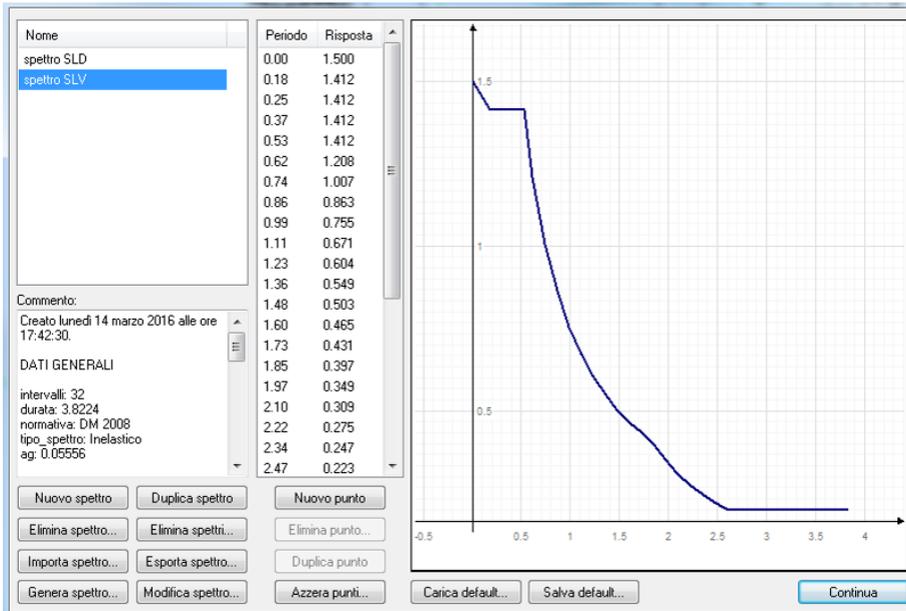


Immagine 04 - spettro di risposta SLV

Parametri sismici del sito - spettro SLD:

ag/g :0,0281
 F_0 :2.70
 T_c :0.30

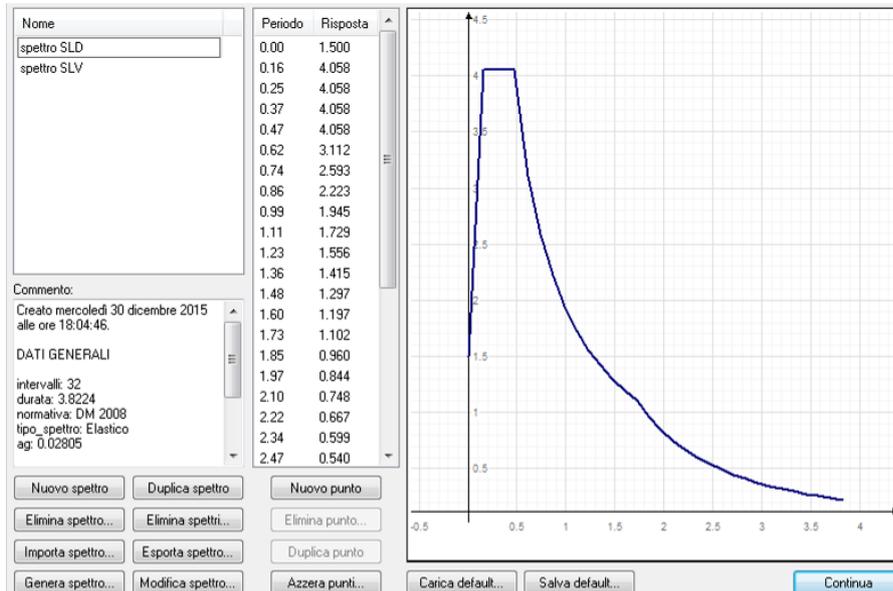


Immagine 05 - spettro di risposta SLD

q = 1,00 [SLD]

7.4 SOVRACCARICO COPERTURA PER LAVORI DI MANUTENZIONE

Per scopi di lavori di manutenzione sulle coperture viene previsto un carico accidentale uniformemente distribuito pari a:

$$q_a = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{equivalente a } 100 \text{ daN/m}^2)$$

Tale carico risulta comunque superato dalla pressione del vento considerata in progetto ed applicata sulle coperture, per la verifica locale delle strutture metalliche:

$$p_v = 1,82 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{equivalente a } 182 \text{ daN/m}^2)$$

7.5 SOVRACCARICO EDIFICIO TURBINE

Nell'edificio turbine viene predisposta un'azione di sovraccarico di 600 daN/m^2 in accordo con quanto previsto dalla normativa tab. 3.1.II - NTC08 per ambienti ad uso Industriale:

7.6 NUOVA COPERTURA METALLICA

L'attuale copertura dell'edificio esistente delle linee caldaie A e B, realizzata in alveolari precompressi tipo spirol con cappa gettata in opera, verrà rimossa in occasione della sostituzione delle caldaie. verranno lasciate in opera solamente le travi principali precomprese di luce $26,67\text{m}$. Successivamente verrà realizzata una nuova tipologia di copertura con travi metalliche e lamiera grecata tipo A75/P570.

7.7 PANNELLI DI TAMPONAMENTO DI FACCIATA

L'edificio della linea "C" e gli edifici delle linee "A e B" presentano delle tamponature di facciate perimetrali sino alla quota $15,64 \text{ m}$.

Il carico dovuto ai pannelli si scarica su ciascun corso delle travi perimetrali, ed il carico a metro quadrato di facciata viene assunto pari a:

$$q_f = 3,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{equivalente a } 300 \text{ daN/m}^2)$$

7.8 COPERTURA EDIFICIO TURBINE

La copertura dell'edificio turbine è realizzata con tegoli doppio T precompressi. Il peso della copertura compresi i massetti di finitura per le pendenze di scolo delle acque meteoriche vengono assunti come segue:

DESCRIZIONE	daN/m ²
P.P. solaio tegoli TT	330
Permanenti massetti per pendenze + cappa	270
TOTALE	600

8. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI e DEI MATERIALI:

Si riportano di seguito i coefficienti di combinazioni delle azioni variabili, delle azioni e dei materiali prevista dalle NTC 08:

Coefficienti dei combinazione delle azioni variabili:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Coefficienti delle azioni:

Coefficienti γ_F		S.L.U. S.L.E.	S.L.U.	S.L.E.
Tipo di carico	γ_F	Favorevole alla sicurezza	Sfavorevole alla sicurezza	Sfavorevole alla sicurezza
Permanente (G_{k1})	γ_{G1}	1.0	1.3	1.0
Permanente non strutturale (G_{k2})	γ_{G2}	0.0	1.5	1.0
Variabile (Q_{ki})	γ_{Qi}	0.0	1.5	1.0
Precompressione (P_k)	γ_P	1.0	1.2	1.0

Coefficienti dei materiali:

Materiali			
γ_m	c.a.	c.a.p.	acciaio
	1.5	1.5	1.15

9.CONDIZIONI DI CARICO

9.1 CONDIZIONI DI CARICO STATO DI PROGETTO

In funzione delle azioni di progetto definite al punto precedente vengono definite le seguenti condizioni di carico, che saranno poi combinate fra loro in accordo a quanto previsto dalle NTC 08 con i coefficienti di tab. 2.5.1.

CONDIZIONI DI CARICO STATICHE:

1. p. proprio
2. permanente
3. vento x negativo
4. vento x positivo
5. vento y
6. vento z neg. copertura
7. accidentale edificio turbine
8. neve

CONDIZIONI DI CARICO DINAMICHE

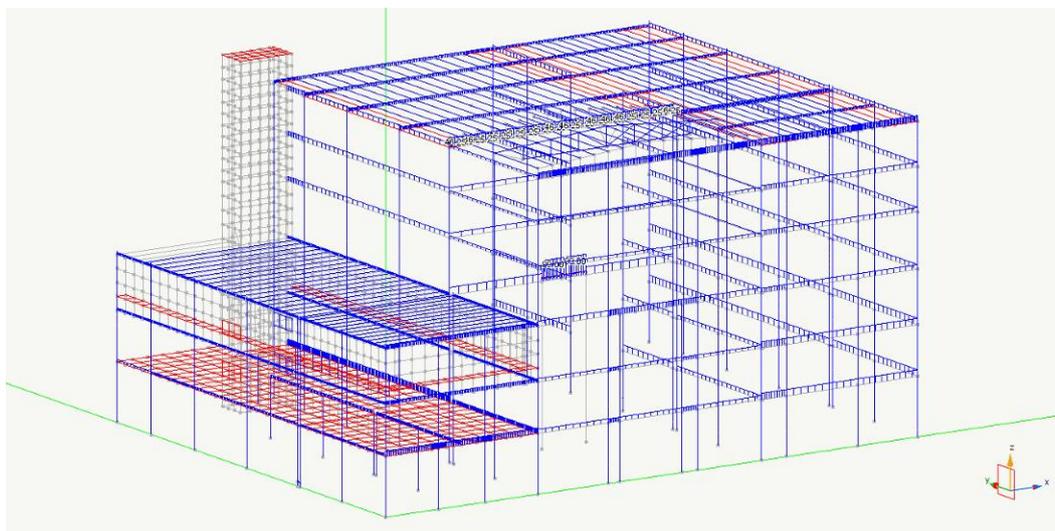
Inoltre vengono generate dal programma, una volta effettuata la conversione dei carichi in masse, le seguenti condizioni di tipo sismico:

- 9. Dinamica SLVh X
- 10. Dinamica SLVh Y

- 11. Dinamica SLDh X
- 12. Dinamica SLDh Y

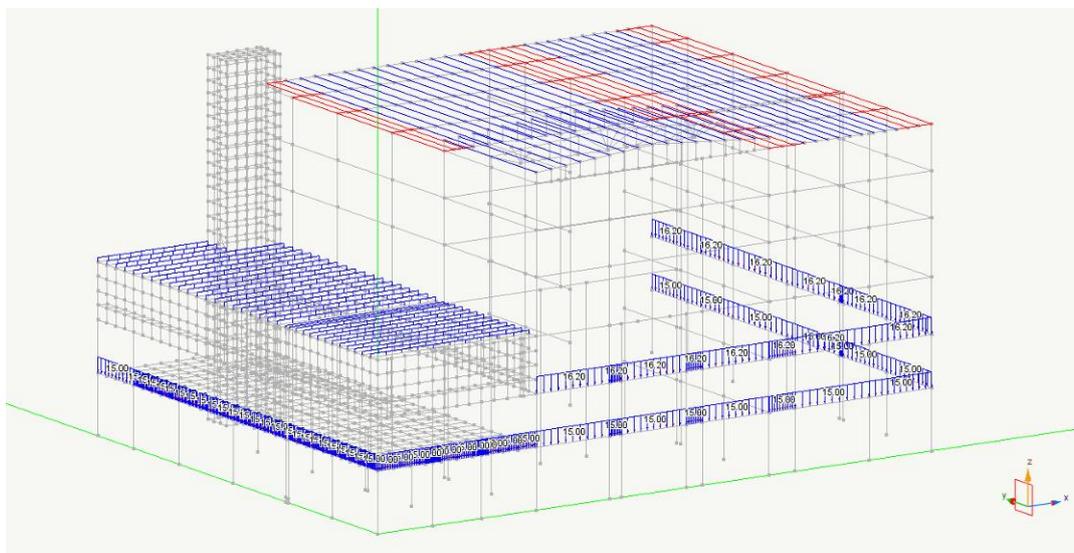
9.2 AZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO

I carichi dovuti al peso proprio vengono valutati in automatico dal software di calcolo assegnate le dimensioni geometriche degli elementi ed la relativa massa volumica:



9.3 AZIONI DOVUTE AL CARICO PERMANENTE

Si riportano di seguito i carichi permanenti, dovuti ai pesi dei materiali di finitura (pendenze delle coperture e tamponamenti di facciata) oltre ai carichi delle coperture in lamiera grecata applicati direttamente sulle travi dell'orditura secondaria.



NUOVA COPERTURA METALLICA LINEE "A e B" e COPERTURA ESISTENTE LINEA "C"

La nuova copertura dell'edificio oggetto dei lavori verrà realizzata in lamiera grecata tipo A75/P570:

	[daN/m ²]
P.P lamiera	15

Il passo delle travi metalliche nel modello strutturale risulta pari a 1,6 m quelle centrali e pari a 0,8 m per quelle di bordo (linee A e B), 1,25 m per quelle centrali e 0,63 per quelle di bordo (linea C). Il carico dovuto al peso della lamiera risulta quindi:

	[daN/m ²]	i [m]	q [daN/m]	
carico	15	1,60	24,0	travi centrali linee "A e B"
		0,80	12,0	travi di bordo linee "A e B"
	15	1,25	18,8	travi centrali linea "C"
		0,63	9,4	travi di bordo linea "C"

COPERTURA EDIFICIO TURBINE ed EDIFICI LINEE "A - B - C"

I carichi permanenti sulla copertura dell'edificio turbine sono rappresentati dal peso dei massetti per la formazione delle pendenze e dallo spessore della cappa dei tegoli doppi T precompressi:

$$q_f = 2,70 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{equivalente a } 270 \text{ daN/m}^2)$$

Il valore riportato sopra deriva dai seguenti spessori di materiale rilevati in sito:

	[daN/m ²]
CAPPA cls 5 cm	125
PENDENZE 8 cm	145
TOTALE	270

Il peso degli alveolari H = 20cm (p.p. 280 daN/m²) viene valutato automaticamente dal software nelle azione del peso proprio.

PANNELLI DI TAMPONAMENTO

Il peso proprio dei pannelli di faccetta è stato assunto pari a:

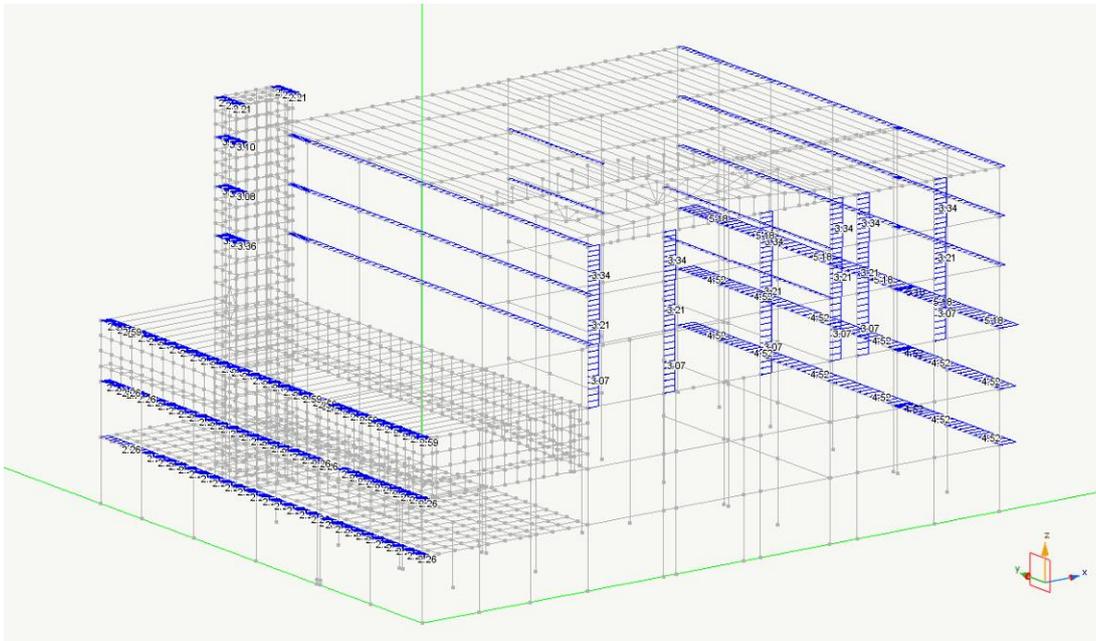
	[daN/m ²]
P.P pannelli	300

I carichi competenti alle travi ai vari livelli sono dati dal prodotto del carico a m² per l'altezza del relativo interpiano:

	[daN/m ²]	H [m]	q [daN/m]	
carico	300	5,0	1500,0	quota +6.20
		5,4	1620,0	quota + 11.20

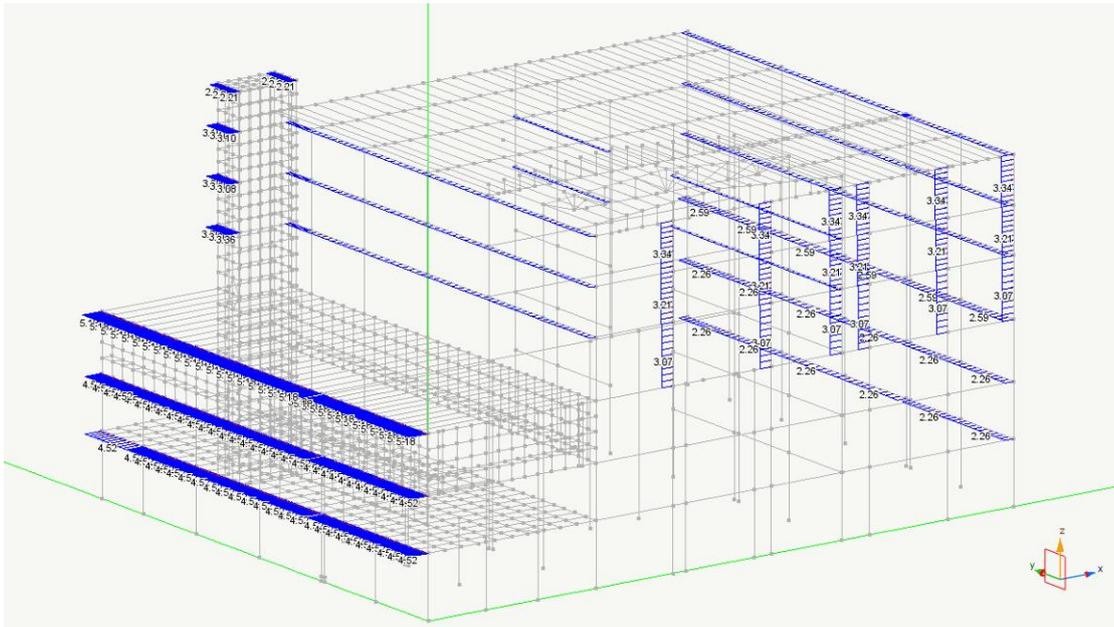
9.4 AZIONI DOVUTE VENTO X_{negativo}

Si evidenziano di seguito i carichi dovute all'azione del vento in direzione X negativo ai rispettivi livelli della struttura in funzione della variazione in altezza dell'intensità del carico:



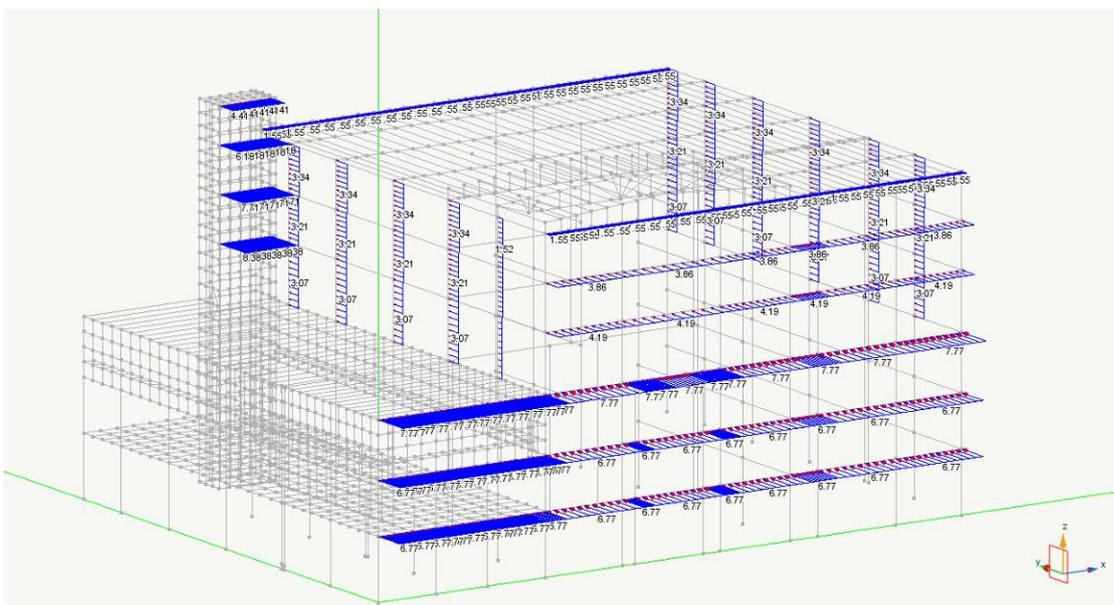
9.5 AZIONI DOVUTE VENTO X_{positivo}

Si evidenziano di seguito i carichi dovute all'azione del vento in direzione X positivo ai rispettivi livelli della struttura in funzione della variazione in altezza dell'intensità del carico:



9.6 AZIONI DOVUTE VENTO Y_{positivo}

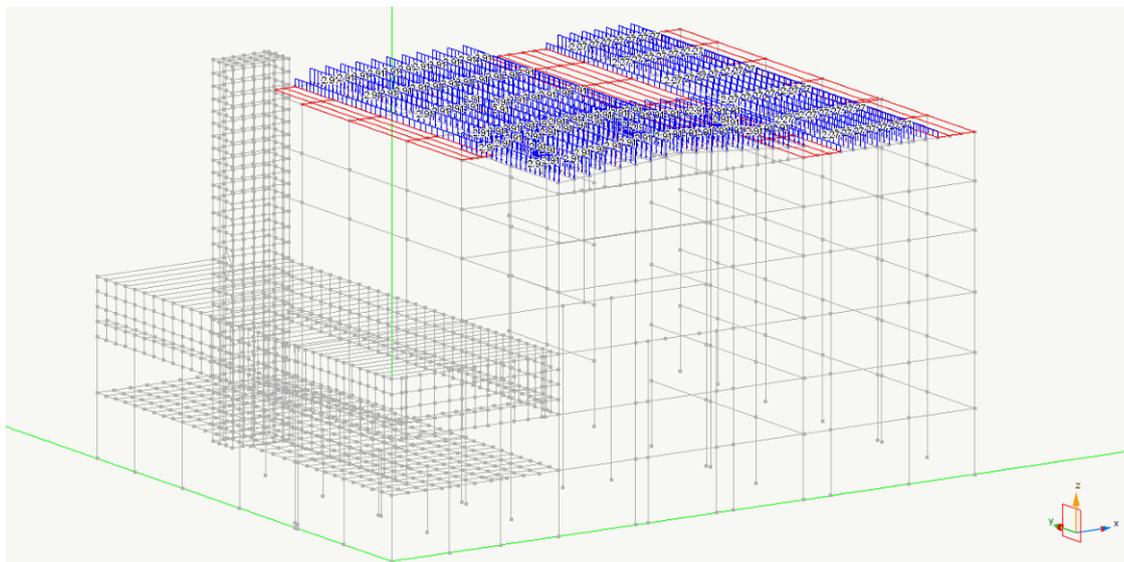
Si evidenziano di seguito i carichi dovute all'azione del vento in direzione Y positivo ai rispettivi livelli della struttura in funzione della variazione in altezza dell'intensità del carico:



9.7 AZIONI DOVUTE VENTO Z negativo (COPERTURA)

Il vento in direzione verticale, ha poco significato sulla struttura globale verticale viene considerato esclusivamente per la verifica locale degli elementi di copertura in Fe.

Alla quota di +30.00 assumendo un coefficiente $C_p = 1,2$ la pressione base del vento risulta pari a:
 $q = 151,59 \text{ daN/m}^2$, la pressione risulta dunque $q_v = 1,2 \times 182,0 \text{ daN/m}^2$:

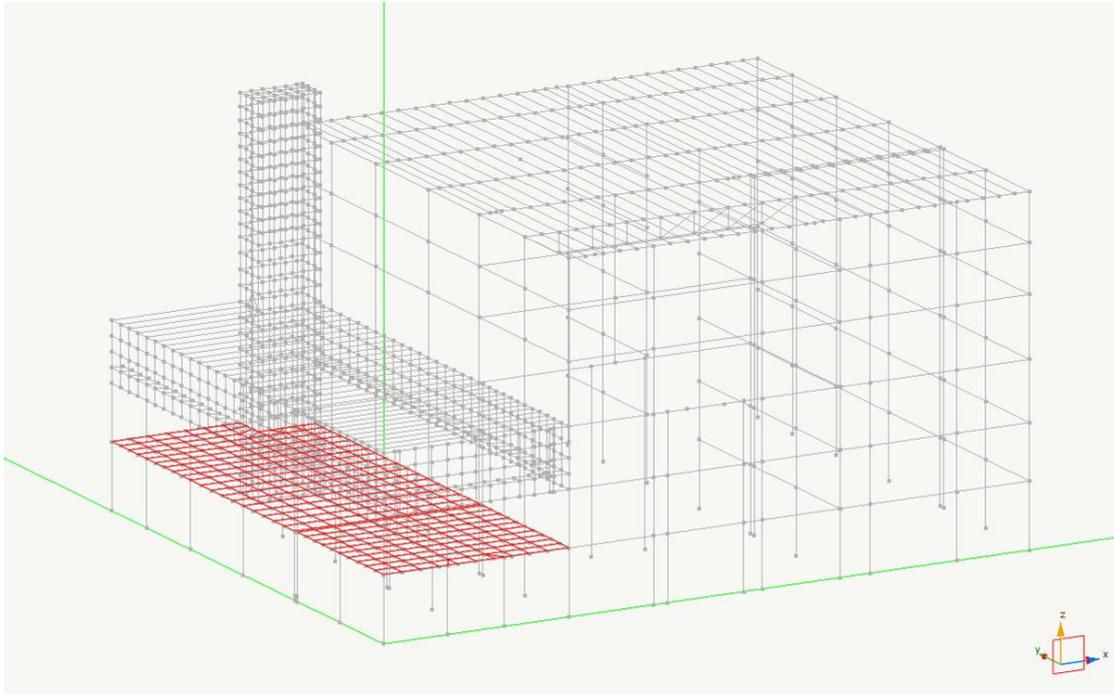


I carichi, dovuti alla pressione del vento applicati alle travi di copertura risultano:

	[daN/m ²]	i [m]	q [daN/m]	
carico	182	1,60	291,2	travi centrali linee "A e B"
		0,80	145,6	travi di bordo linee "A e B"
	182	1,25	227,5	travi centrali linea "C"
		0,63	114,7	travi di bordo linea "C"

9.8 AZIONI CARICHI ACCIDENTALI EDIFICIO TURBINE

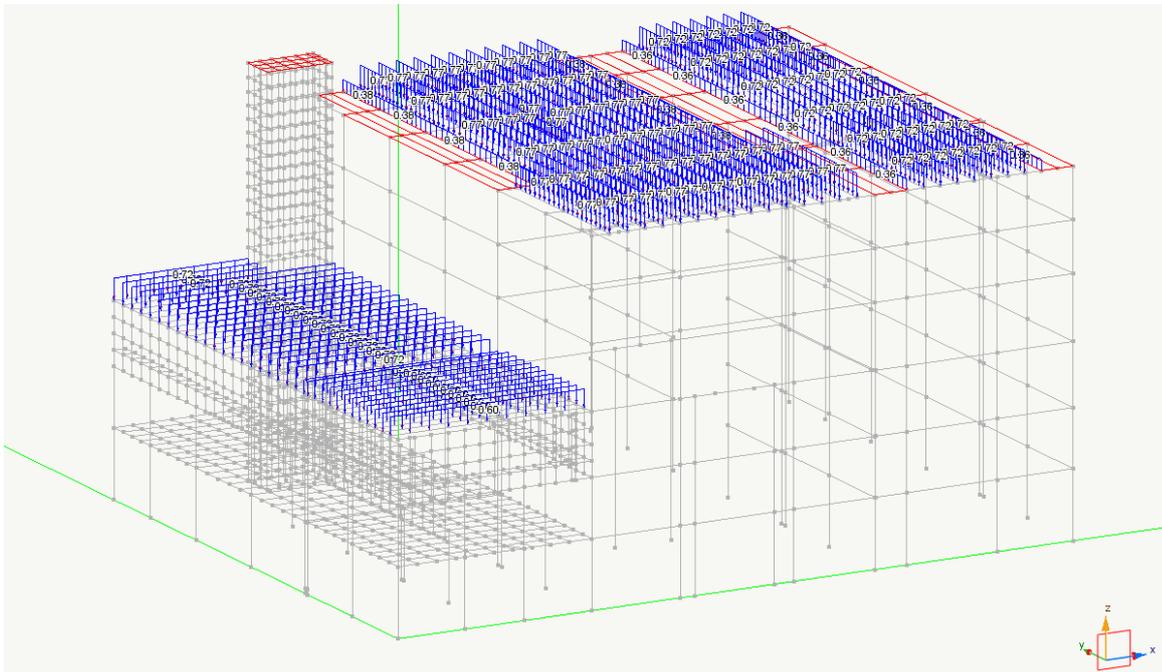
Nell'edificio turbine viene predisposta un'azione di sovraccarico di 600 daN/m^2 in accordo con quanto previsto dalla normativa tab. 3.1.II - NTC08 per ambienti ad uso Industriale:



Il carico risulta applicato agli elementi shell come carico distribuito di superficie.

9.9 AZIONI CARICHI DA NEVE

Si evidenziano di seguito i carichi dovute all'azione della neve sulla copertura degli edifici:



Il carico da neve valutato in precedenza per la zona oggetto di intervento è risultato pari a:

	[daN/m ²]
carico neve	48

I carichi competenti alle travi ai vari livelli sono dati dal prodotto del carico neve a m² per il relativi interassi:

	[daN/m ²]	i [m]	q [daN/m]	
carico	48	1,60	76,8	travi centrali linee "A e B"
		0,80	38,4	travi di bordo linee "A e B"
	48	1,25	60,0	travi centrali linea "C"
		0,63	30,0	travi centrali linea "C"
	48	1,50	72,0	tegoli TT da edificio fosse fino a giunto (edificio turbine)
		1,25	60,0	tegoli TT giunto fino a fine capannone vs camini (edificio turbine)
		0,95	45,6	tegoli TT in corrispondenza del giunto (edificio turbine)

10 COMBINAZIONI DI CARICO

COMBINAZIONI DI CARICO STATO LIMITE ULTIMO SLV

#	(1) Dinamica SLVhY	(1) Dinamica SLVhX	(1) #1 p. proprio	(1) #2 permanente	(1) #3 vento x neg	(1) #4 vento x pos	(1) #5 vento y	(1) #6 vento z neg..	(1) #7 accidentale edif turbine	(1) #8 neve
1			-0.30	-1.00	1.00	1.00						0.80
2			-0.30	1.00	1.00	1.00						0.80
3			0.30	-1.00	1.00	1.00						0.80
4			0.30	1.00	1.00	1.00						0.80
5			-1.00	-0.30	1.00	1.00						0.80
6			1.00	-0.30	1.00	1.00						0.80
7			-1.00	0.30	1.00	1.00						0.80
8			1.00	0.30	1.00	1.00						0.80
9					1.00	1.00				0.90		1.50 1.50
10					1.00	1.00			0.90			1.50 1.50
11					1.00	1.00		0.90				1.50 1.50
12					1.00	1.00	0.90					1.50 1.50
13					1.00	1.00				0.90		1.50 0.75
14					1.00	1.00			0.90			1.50 0.75
15					1.00	1.00		0.90				1.50 0.75
16					1.00	1.00	0.90					1.50 0.75
17					1.00	1.00				1.50		1.50 0.75
18					1.00	1.00			1.50			1.50 0.75
19					1.00	1.00		1.50				1.50 0.75
20					1.00	1.00	1.50					1.50 0.75
21					1.00	1.00						
22					1.30	1.30				0.90		1.50 1.50
23					1.30	1.30			0.90			1.50 1.50
24					1.30	1.30		0.90				1.50 1.50
25					1.30	1.30	0.90					1.50 1.50
26					1.30	1.30				0.90		1.50 0.75
27					1.30	1.30			0.90			1.50 0.75
28					1.30	1.30		0.90				1.50 0.75
29					1.30	1.30	0.90					1.50 0.75
30					1.30	1.30				1.50		1.50 0.75
31					1.30	1.30			1.50			1.50 0.75
32					1.30	1.30		1.50				1.50 0.75
33					1.30	1.30	1.50					1.50 0.75
34					1.30	1.30						

COMBINAZIONI DI CARICO STATO LIMITE DI DANNO SLD

#	(1) Dinamica SLDhY	(1) Dinamica SLDhX	(1) #1 p. proprio	(1) #2 permanente	(1) #7 accidentale edif turbine	..
1	-0.30	-1.00			1.00	1.00				0.80	
2	-0.30	1.00			1.00	1.00				0.80	
3	0.30	-1.00			1.00	1.00				0.80	
4	0.30	1.00			1.00	1.00				0.80	
5	-1.00	-0.30			1.00	1.00				0.80	
6	1.00	-0.30			1.00	1.00				0.80	
7	-1.00	0.30			1.00	1.00				0.80	
8	1.00	0.30			1.00	1.00				0.80	

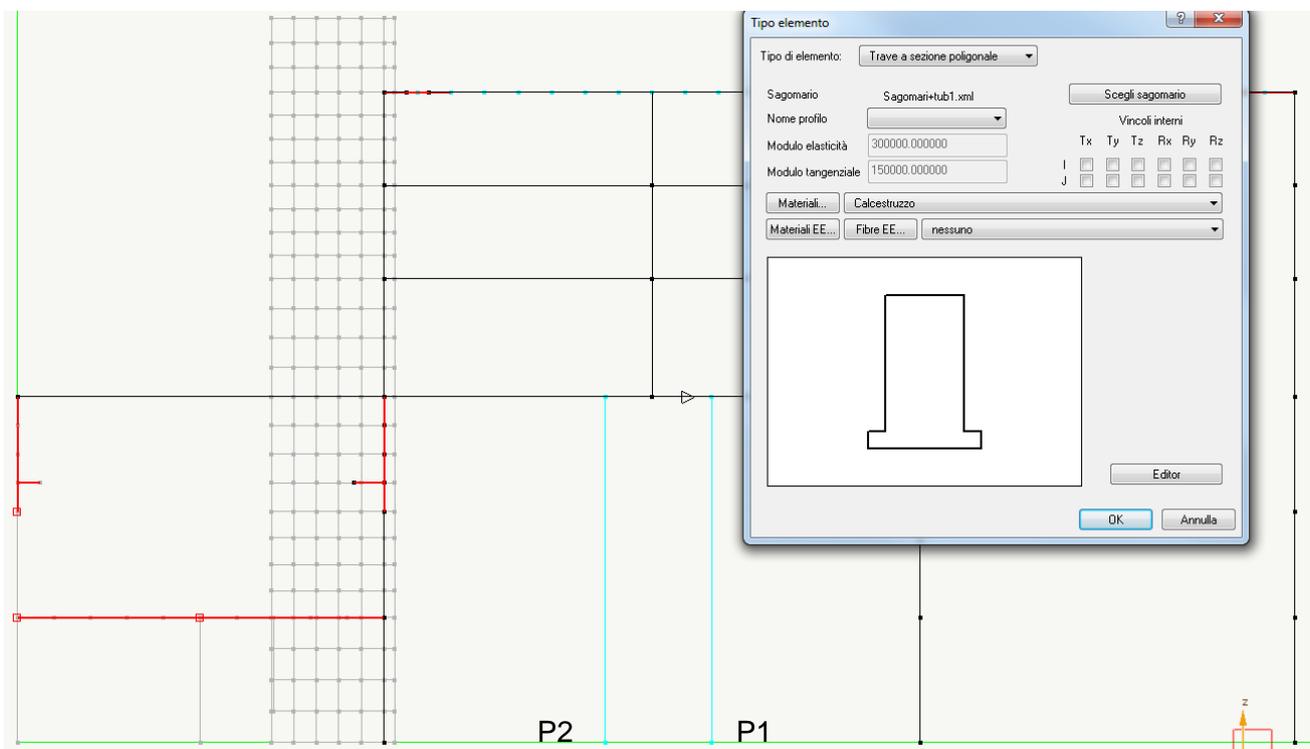
11 NOTE DI CALCOLO

Si riportano di seguito le verifiche più significative degli elementi modificati e di particolare interesse:

11.1 VERIFICA NUOVO PORTALE

Di seguito si riporta la verifica del nuovo portale in c.a. progettato per la eliminazione del pilastro centrale dim. 100x100 cm pilastro H fili 8f/G (rif. elaborato graf. n° CB-A-1462_ progetto strutture).

L'eliminazione del citato pilastro si rende necessario per modifiche al layout interno del capannone, per consentire ai mezzi di lavoro una maggiore fruibilità degli spazi interni. La procedura operativa consiste nella preventiva realizzazione delle necessarie opere di fondazione (palificazioni e fondazioni in c.a.) ed alla successiva costruzione di due nuovi pilastri di dim. 60x100cm sino alla quota della trave esistente a quota 15,64m. Si procederà contestualmente alla realizzazione dell'architrave del nuovo portale, che prevede una modifica della sezione dell'attuale trave esistente con un incremento geometrico in altezza e in larghezza nella cui zona saranno collocate le nuove armature necessarie a sorreggere il carico del pilastro sovrastante. Una volta realizzato il portale e, trascorsa la necessaria tempistica per il raggiungimento delle resistenze richieste, si procederà alla demolizione del pilastro H da quota +15,64 m sino a quota 0,00 m.



Di seguito si riportano le verifiche degli elementi più significativi del portale:

- trasverso orizzontale;
- nuovi pilastri;

COMBINAZIONI DI CARICO ANALIZZATE

Si valutano le sollecitazioni massime prodotte dalle seguenti combinazioni:

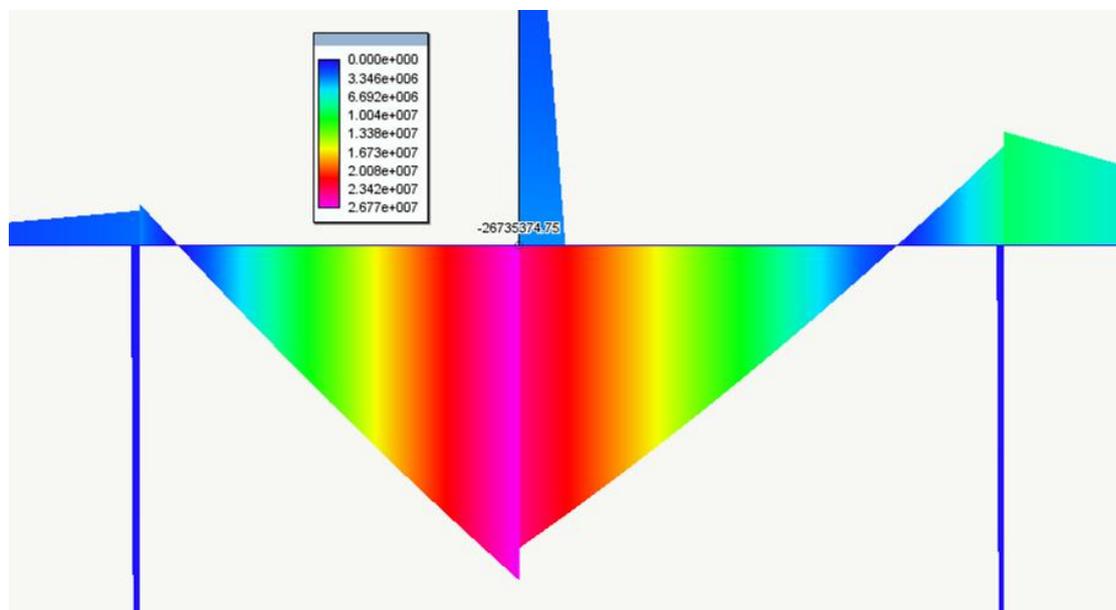
$$\text{comb 33} = 1,3 \cdot \text{p.p.} + 1,3 \cdot \text{perm.} + 1,5 \cdot \text{vento } X^{\text{neg}} + 1,5 \cdot \text{acc. turb.} + 0,75 \cdot \text{neve}$$

$$\text{comb 4} = 1,0 \cdot \text{p.p.} + 1,0 \cdot \text{perm.} + 1,0 \cdot \text{SLV}_x + 0,3 \cdot \text{SLV}_y + 0,8 \cdot \text{acc. turbine}$$

11.1.1 TRAVERSO ORIZZONTALE

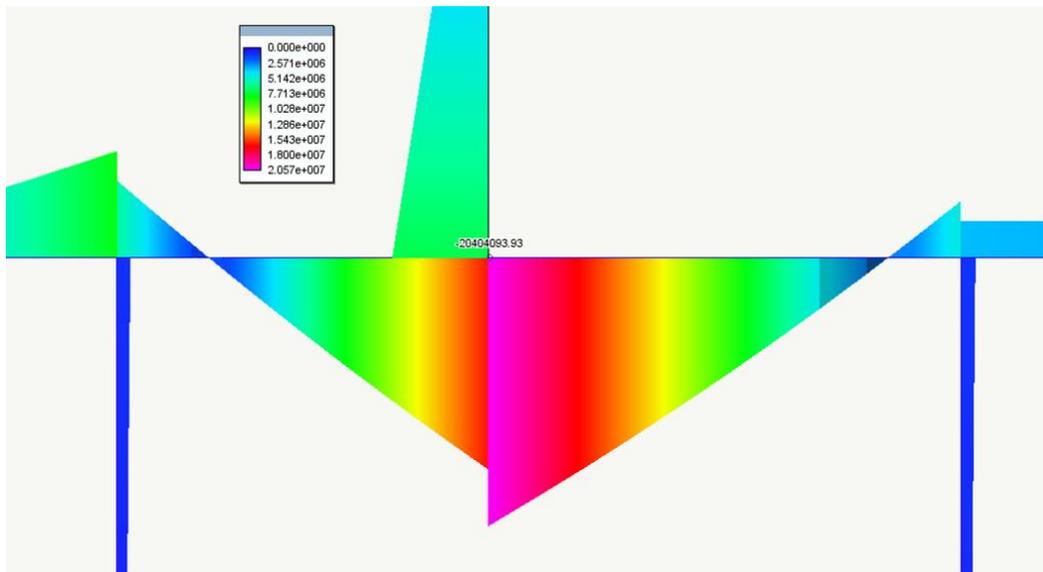
I massimi valori flessionali nelle differenti combinazioni assumano i seguenti valori:

Comb. 33:



$$M_{Ed} = 2673,54 \text{ kN m}$$

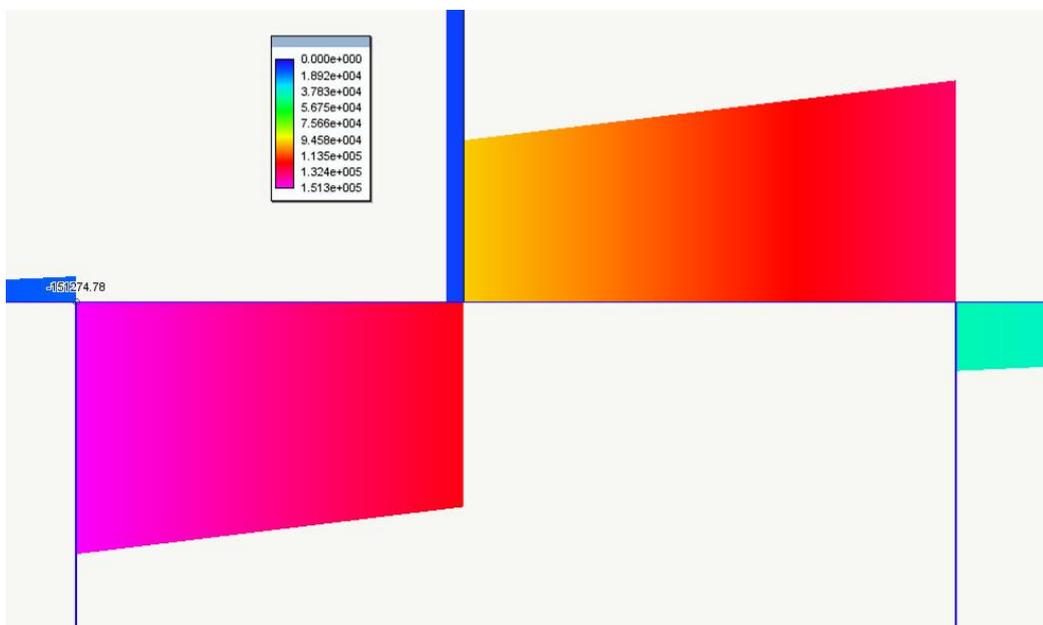
Comb. 4:



$$M_{Ed} = 2056,84 \text{ kN m}$$

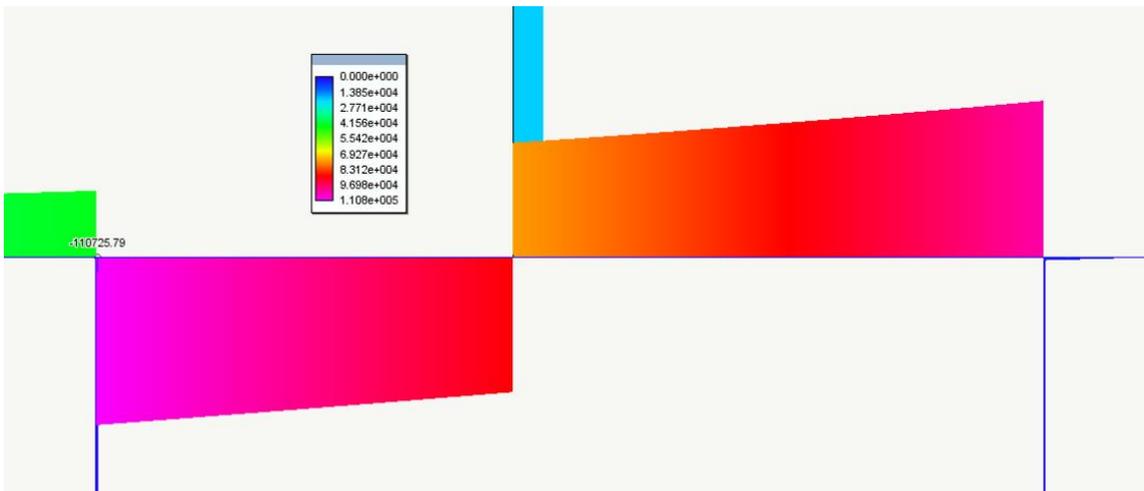
I massimi valori di taglio nelle differenti combinazioni assumono i seguenti valori:

Comb. 33:



$$V_{Ed} = 1512,74 \text{ kN}$$

Comb. 4:



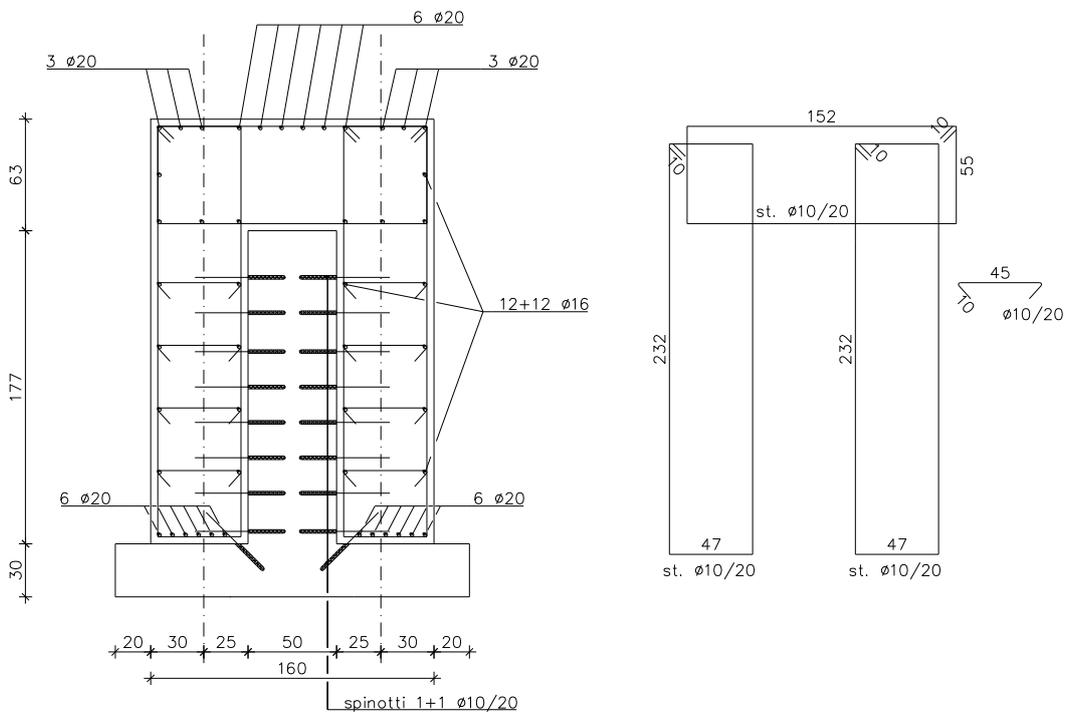
$V_{Ed} = 1107,26 \text{ kN m}$

Le sollecitazioni massime sono quelle prodotte dalla **Comb. 33** e risultano:

$M_{Ed} = 2673,54 \text{ kN m}$

$V_{Ed} = 1512,74 \text{ kN}$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE



VERIFICA FLESSIONE

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and a main workspace. The workspace is divided into several sections:

- Table 1:**

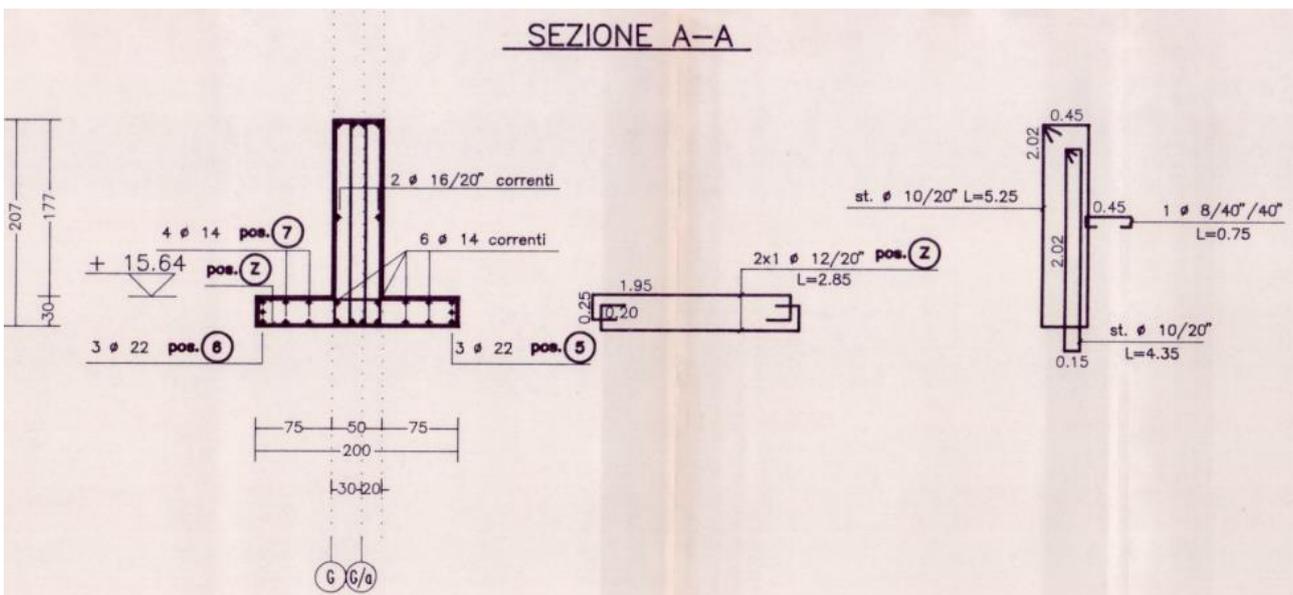
N°	b [cm]	h [cm]
1	160	240
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37,7	235
2	37,7	5
- Materiali:**
 - B450C: ϵ_{su} 67,5 ‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1,957 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C32/40: ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3,5 ‰, f_{cd} 18,81, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 12,25, τ_{co} 0,7333, τ_{c1} 2,114
- Calculated Values:**
 - M_{xRd} 3.424 kN m
 - σ_c -18,68 N/mm²
 - σ_s 391,3 N/mm²
 - ϵ_c 1,832 ‰
 - ϵ_s 67,5 ‰
 - d 235 cm
 - x 6,21, x/d 0,02643
 - δ 0,7
- Parameters:**
 - N° strati barre: 2
 - Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
 - Tipo flessione: Retta
 - N° rett.: 100
 - Col. modello: []
 - Precompresso: []

la verifica risulta:
 $M_{Rd} / M_{Ed} = 3424,00 / 2673,5 = 1,28 > 1$ verificato

VERIFICA TAGLIO

vengono impiegate staffe ϕ 10 / 20 - 4 braccia, inoltre si considerano le staffe presenti nella trave esistente corrispondenti anch'esse a ϕ 10 / 20 - 4 braccia:

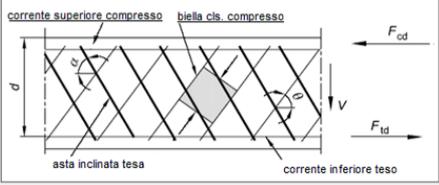


| _____ STAFFE ESISTENTI _____ |

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

angolo inclinazione staffe: $\alpha = 90^\circ$
 angolo inclinazione bielle cls.: $\theta = 45^\circ$
 Taglio di Calcolo: $V_{ed} = T_z = 1512,7$ kN

Resistenza a Taglio CLS. Teso
 $V_{Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_s \cdot f_{ctk})^{1/2} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot d \\ (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d \end{array} \right\} \cdot d$
 $V_{Rd} = 1096,43 \text{ kN} < V_{ed} = 1512,70 \text{ kN}$ **Occorre Armatura a Taglio**



Armature Trasversali
 Diametro staffe $\phi = \text{mm.}$ 10
 Numero Braccia $n =$ 8
 Passo Staffe $s = \text{mm.}$ 200

$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{yk} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$
 Resistenza armatura a taglio $V_{Rd} = \text{kN}$ 2600,01

$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \alpha_s \cdot f_{yk} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot (1 + \text{ctg }^2 \theta)$
 Resistenza a taglio bielle cls. $V_{Rd} = \text{kN}$ 15916,08

$V_{Rd} = \min(V_{Rd}, V_{Rsd}) = 2600,01 \text{ kN} > V_{ed} = 1512,70 \text{ kN}$ **VERIFICA**

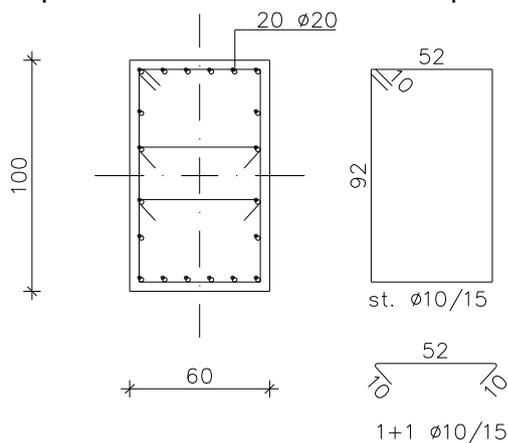
la verifica risulta:

$$V_{Rd} / V_{Ed} = 2600,00 / 1512,08 = 1,72 > 1 \text{ verificato}$$

11.1.2 NUOVI PILASTRI P1 E P2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE

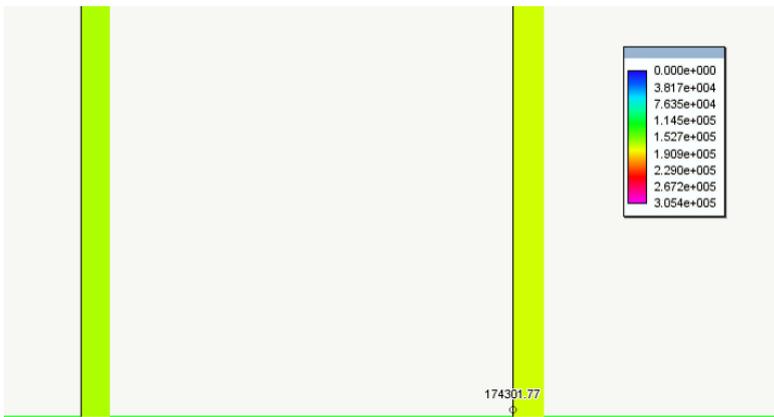
Si riportano di seguito la sezione e le armature dei nuovi pilastri P1 e P2 del nuovo portale in corrispondenza dell'eliminazione del pilastro dim. 100x100 cm:



armatura longitudinale: 20 ϕ 20
 staffe e legature: st ϕ 10/15 + 2 ϕ 10/15 legature

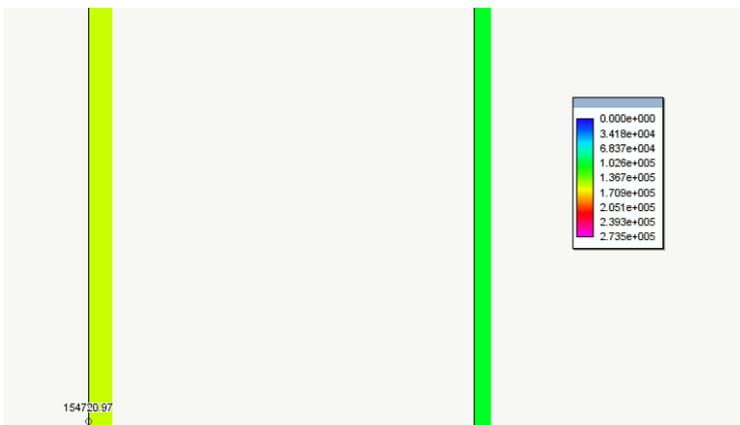
I massimi valori dell'azione assiale nelle differenti combinazioni assumano i seguenti valori:

Comb. 33 :



$N_{Ed} = 1743,02 \text{ kN}$

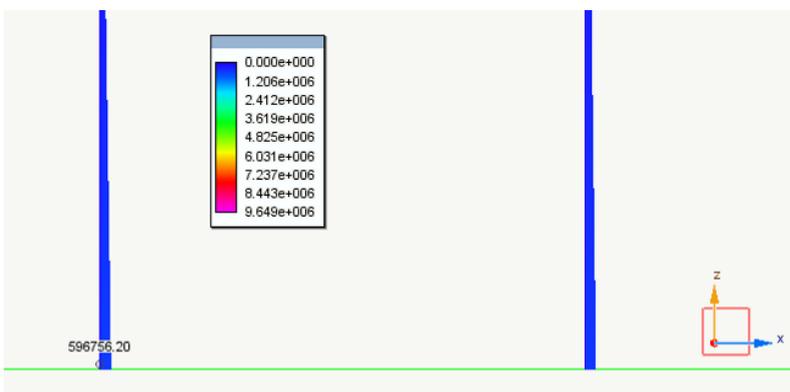
Comb. 4 :



$N_{Ed} = 1547,21 \text{ kN}$

I massimi valori flessionali nelle differenti combinazioni assumano i seguenti valori:

Comb. 33 :

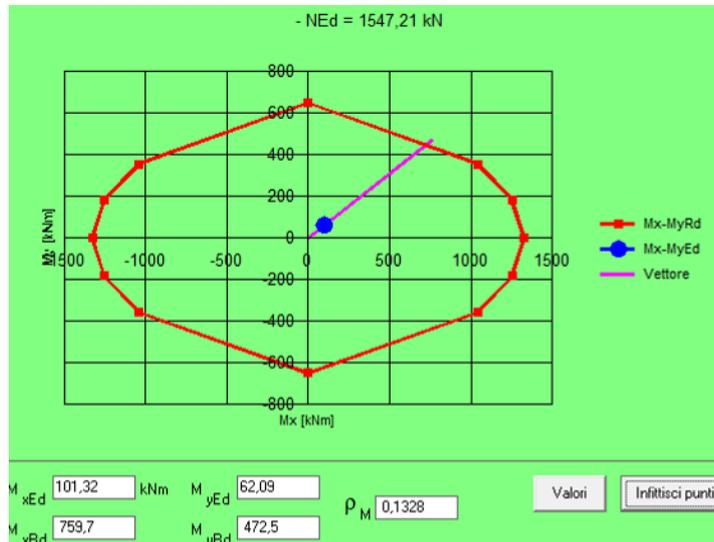


$M_{Ed z} = 59,68 \text{ kN m}$

$M_{Ed y} = 2,98 \text{ kN m}$

armatura resistente: 6+6 ϕ 20

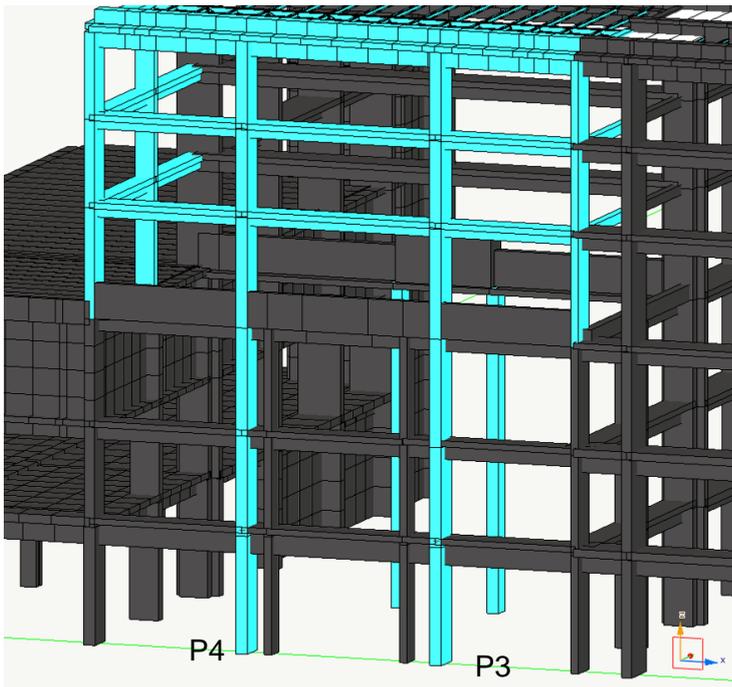
Dominio resistente M-N



La verifica risulta soddisfatta.

11.2 VERIFICA NUOVI PILASTRI E TRAVI DI FACCIATA

Di seguito si riporta la verifica del pilastro maggiormente sollecitato tra i due nuovi pilastri che verranno realizzati sul telaio di fondo oltre la zona filtri a maniche. I nuovi pilastri, saranno realizzati tutt'altezza, da nuove fondazioni sino alla quota di imposta della nuova copertura metallica. Tali pilastri di dim. 50x150cm oltre ad assorbire i carichi verticali delle nuove strutture, dovranno assorbire anche gli sforzi prodotti dalla azioni del vento e dall'azione dinamica del sisma.



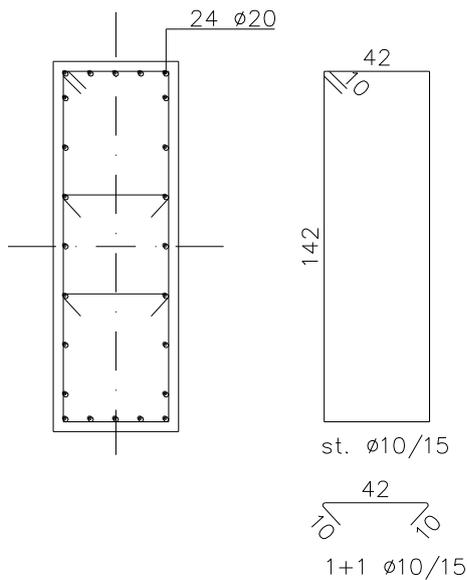
Si riportano le verifiche degli elementi più significativi del portale:

- nuovi pilastri;
- fondazione su pali

11.2.1 NUOVI PILASTRI P3 E P4

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE

Si riportano la sezione e le armature dei nuovi pilastri P3 e P4 del telaio di facciata verso camini:



armatura longitudinale: 24 ϕ 20
staffe e legature: st ϕ 10/15 + 2 ϕ 10/15 legature
Incidenza armatura: 110 kg/m³ ca

COMBINAZIONI DI CARICO ANALIZZATE

Si valutano le sollecitazioni massime prodotte dalle seguenti combinazioni:

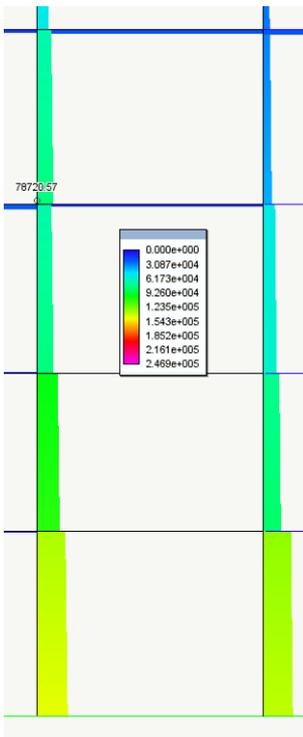
comb. 31 = 1,3 · p.p. + 1,3 · perm. + 1,5 · vento Y + 1,5 · acc. turb. + 0,75 · neve
comb. 33 = 1,3 · p.p. + 1,3 · perm. + 1,5 · vento X^{neg} + 1,5 · acc. turb. + 0,75 · neve
comb. 4 = 1,0 · p.p. + 1,0 · perm. + 1,0 · SLV_x + 0,3 · SLV_y + 0,8 · acc. turbine
comb. 8 = 1,0 · p.p. + 1,0 · perm. + 0,3 · SLV_x + 1,0 · SLV_y + 0,8 · acc. turbine

Le combinazioni che producono i risultati di maggior interesse, sono le seguenti ed interessano il pilastro P3:

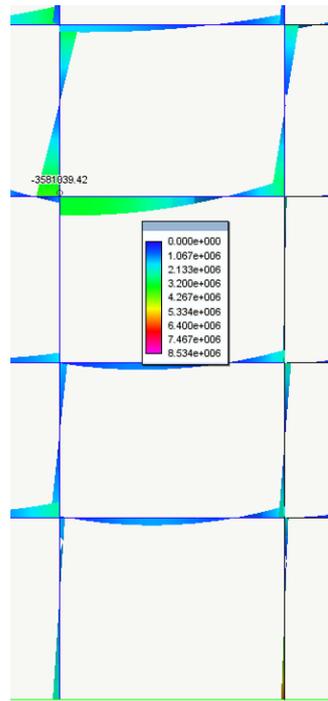
comb. 4
comb. 31
comb. 33

L'azione di taglio così come il momento nella direzione trasversale risulta trascurabile per le combinazioni n. 31 e 33 mentre per la combinazione n.4 viene riportata la verifica a pressoflessione deviata ed in aggiunta quella per il taglio.

Comb. 4 - Pilastro P3:

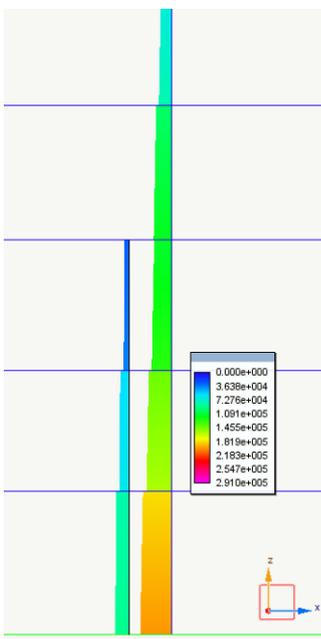


$N_{Ed} = 787,21 \text{ kN}$

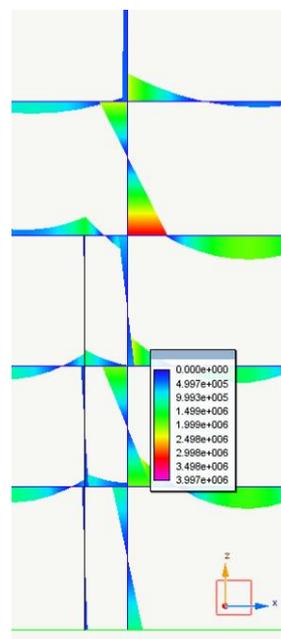


$M_{Ed} = 367,03 \text{ kN m (direz. X)}$

Comb. 33 - Pilastro P3:

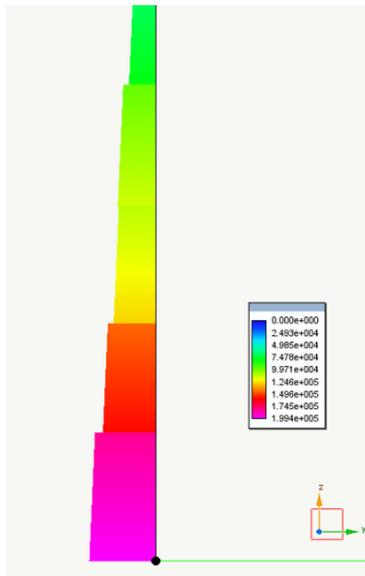


$N_{Ed} = 1854,80 \text{ kN}$

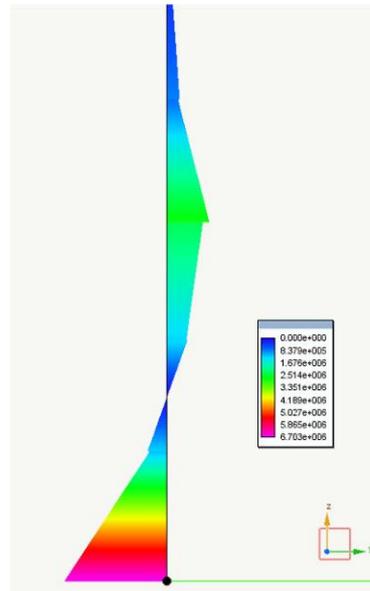


$M_{Ed} = 123,59 \text{ kN m (direz. X)}$

Comb. 31 - Pilastro P3 :



$N_{Ed} = 1822,73 \text{ kN}$



$M_{Ed} = 846,56 \text{ kN m (direz. Y)}$

VERIFICA PRESSOFLESSIONE DEVIATA comb 4- direzione X

Le sollecitazioni di maggior interesse sono quelle prodotte dalla Comb. 4 a quota +15,64 m.

$N_{Ed} = 789,45 \text{ kN}$

$M_{Ed x} = 372,98 \text{ kN m}$; $M_{Ed y} = 100,87 \text{ kN m}$; $T_x = 124,43 \text{ kN}$; $T_y = 16,54 \text{ kN}$

armatura resistente: 9+9 ϕ 20

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	150	50	1	28,28	5
			2	28,28	45

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 789,45 0 kN
 M_{xEd} 372,98 0 kNm
 M_{yEd} 100,87 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M xRd 630,2 kN m
 yRd 184,2 kN m
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 13,72 ‰
 d 47,59 cm
 x 9,672 x/d 0,2032
 δ 0,7

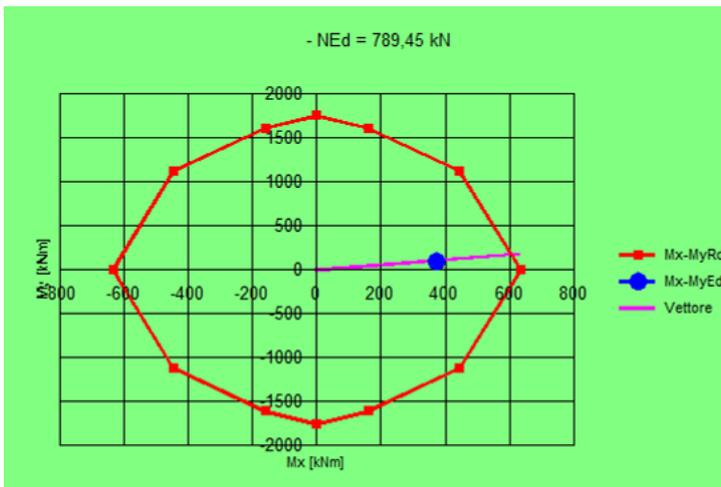
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviala

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 358
 Precompresso

Dominio resistente M-N



La verifica risulta soddisfatta

VERIFICA TAGLIO comb 4- direzione X

$V_{Ed} = T_x = 124,43 \text{ kN}$

Dati Sezione	Materiali	S.L.U. Normale + Flessione	S.L.U. Taglio	S.L.E. Fessurazione	Duttilità / Arm. Minima	Risultati Verifiche
angolo inclinazione staffe: $\alpha = 90^\circ$ angolo inclinazione bielle cls.: $\theta = 45^\circ$ Taglio di Calcolo: $V_{ed} = T_x = 124,43 \text{ kN}$						
Resistenza a Taglio CLS. Teso $V_{Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$						
$V_{Rd} = 413,23 \text{ kN} > V_{ed} = 124,43 \text{ kN}$ Armatura a Taglio minima						

VERIFICA PRESSOFLESSIONE comb 33- direzione X

Le sollecitazioni di maggior interesse sono quelle prodotte dalla Comb. 33 che risultano:

$N_{Ed} = 1854,80 \text{ kN}$

$M_{Ed\ x} = 123,59 \text{ kN m}; M_{Ed\ y} = 0,54 \text{ kN m}; T_x = 41,47 \text{ kN}; T_y = 4,07 \text{ kN}$

armatura resistente: $9+9 \phi 20$

Titolo: _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	150	50	1	28,28	5
			2	28,28	45

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

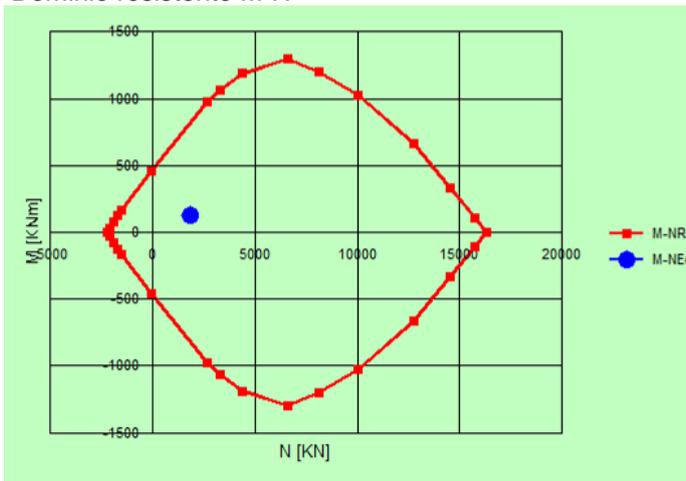
Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M xRd 838,9 kN m
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 13,86 ‰
 d 45 cm
 x 9,071 x/d 0,2016
 δ 0,7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

Dominio resistente M-N



La verifica risulta soddisfatta

VERIFICA PRESSOFLESSIONE comb 31- direzione Y

Le sollecitazioni di maggior interesse sono quelle prodotte dalla Comb. 31 che risultano:

$N_{Ed} = 1822,73 \text{ kN}$

$M_{Ed X} = 846,56 \text{ kN m}; M_{Ed Y} = 6,38 \text{ kN m}; T_X = 125,94 \text{ kN}; T_Y = 3,28 \text{ kN}$

armatura resistente: $7+7 \phi 20$

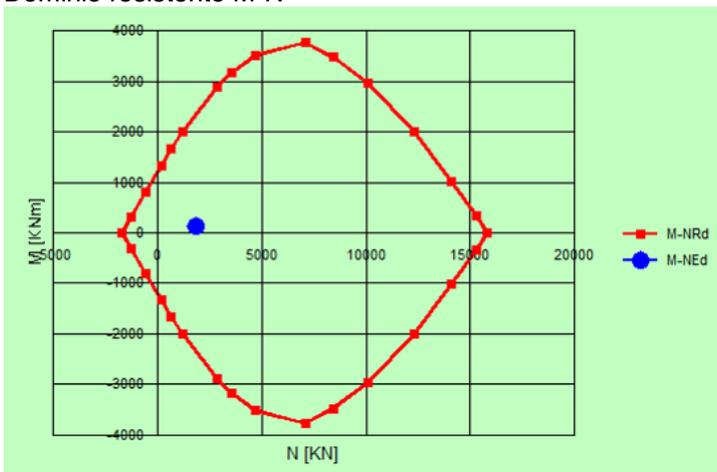
The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes several input fields and tables:

- Titolo:** (Title field)
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	150
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,98	5
2	21,98	145
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
 - N_{Ed} : 1854,8
 - M_{xEd} : 123,59
 - M_{yEd} : 0
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} : 67,5‰; f_{yd} : 391,3 N/mm²; E_s : 200.000 N/mm²; E_s/E_c : 15; ϵ_{syd} : 1,957‰; $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
 - C32/40:** ϵ_{c2} : 2‰; ϵ_{cu} : 3,5‰; f_{cd} : 18,81; $\sigma_{c,adm}$: 12,25; τ_{co} : 0,7333; τ_{c1} : 2,114
- P.to applicazione N:** Centro (selected)
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + (selected)
- Tipo flessione:** Retta (selected)
- N° rett.:** 100
- Calcola MRd** and **Dominio M-N** buttons are visible.

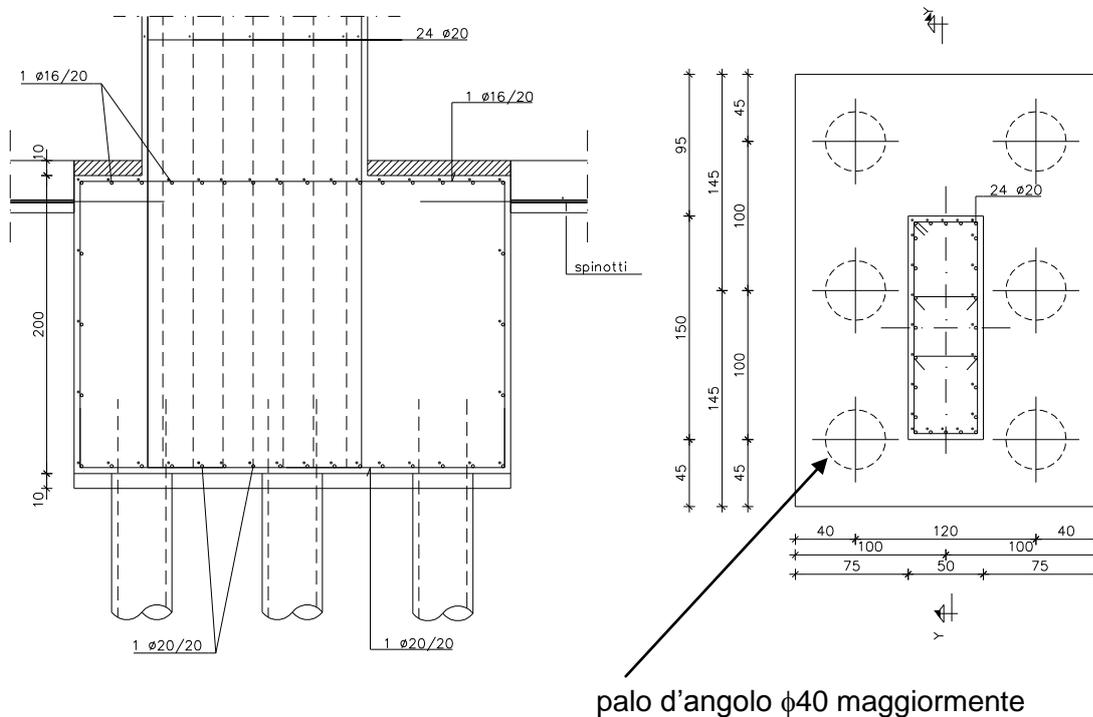
Dominio resistente M-N



La verifica risulta soddisfatta.

11.2.2 NUOVA FONDAZIONE SU PALI

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE FONDAZIONE



VERIFICA PALO MAGGIORMENTE SOLLECITATO

Il palo di fondazione maggiormente sollecitato risulta per l'azione di pressoflessione uno di quelli di estremità. L'effetto del taglio è trascurabile, anche perché la fondazione risulta solidale con tutte le altre.

Combinazione Comb. 31

$$N_{Ed} = 1822,73 \text{ kN};$$

$$M_{Ed X} = 846,56 \text{ kN m}; \quad M_{Ed Y} = 6,38 \text{ kN m}; \quad T_X = 125,94 \text{ kN}; \quad T_Y = 3,28 \text{ kN}$$

Peso fondazione:

$$N_F = \gamma_{slu} \cdot [a \cdot b \cdot h_f \cdot \gamma_{CLS}]$$

$$N_F = 1,3 \cdot [2,9 \cdot 2,0 \cdot 2,0 \cdot 2500] = 29000 \text{ daN} \quad (290 \text{ kN})$$

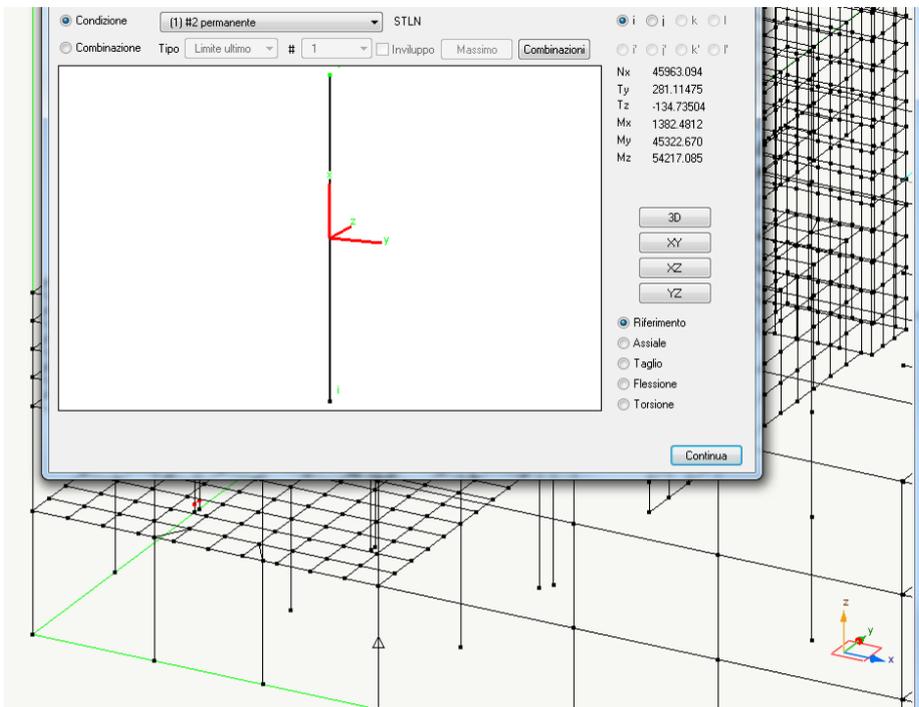
Palo maggiormente sollecitato:

$$N_{Ed}^{\max} = [N_{Ed} + N_F] / (n^\circ \text{ 6 pali}) + M_{ed}^2 / (d \cdot n^\circ \text{ 2 pali})$$

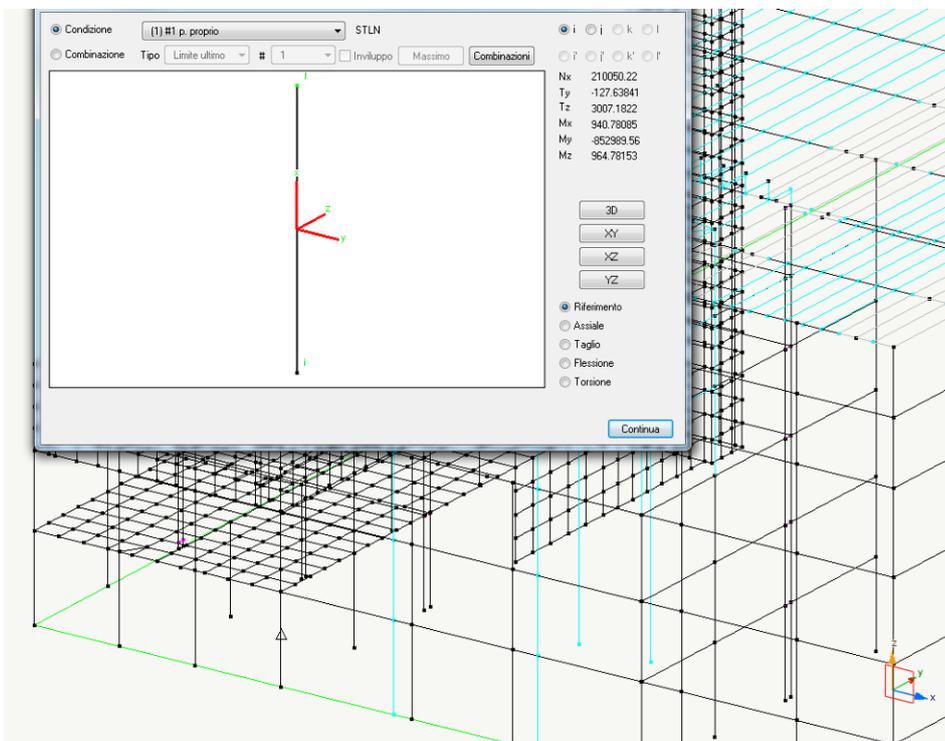
$$N_{Ed}^{\max} = [1822,73 + 290,00] / 6 + 846,6 / (2,0 \cdot 2) = 352,12 + 211,64 = 563,79 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\max} = 563,79 \text{ kN} < 650 \text{ kN} \text{ (portata garantita da palo } N_{Rd})$$

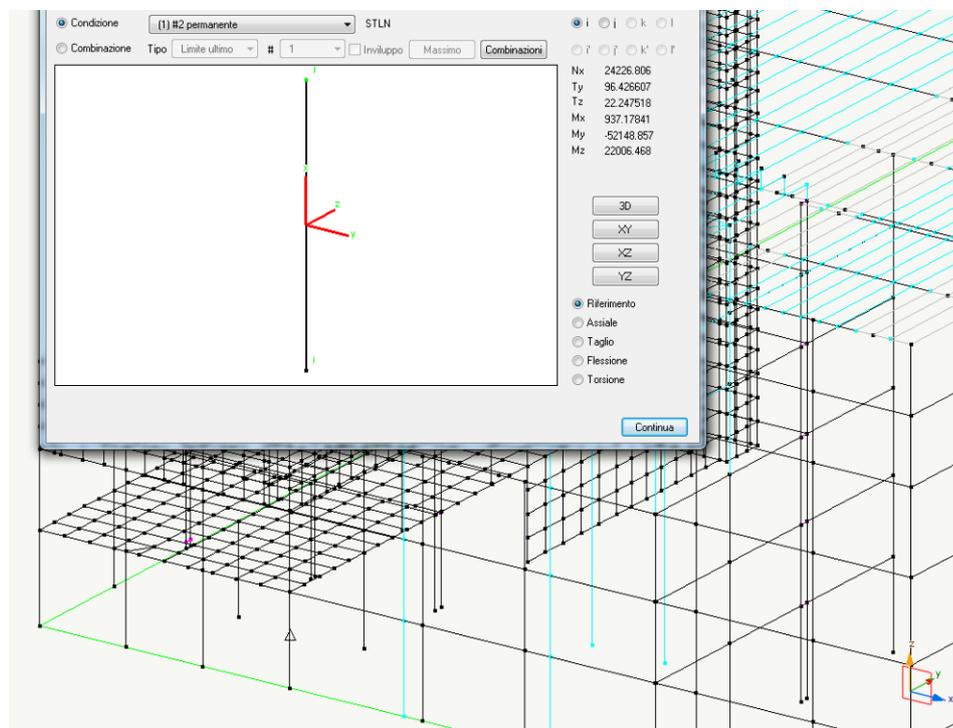
Stato di fatto - sollecitazione assiale dovuto all'azione dei carichi permanenti:



Stato di progetto - sollecitazione assiale dovuto all'azione del peso proprio:



Stato di progetto - sollecitazione assiale dovuto all'azione dei carichi permanenti:



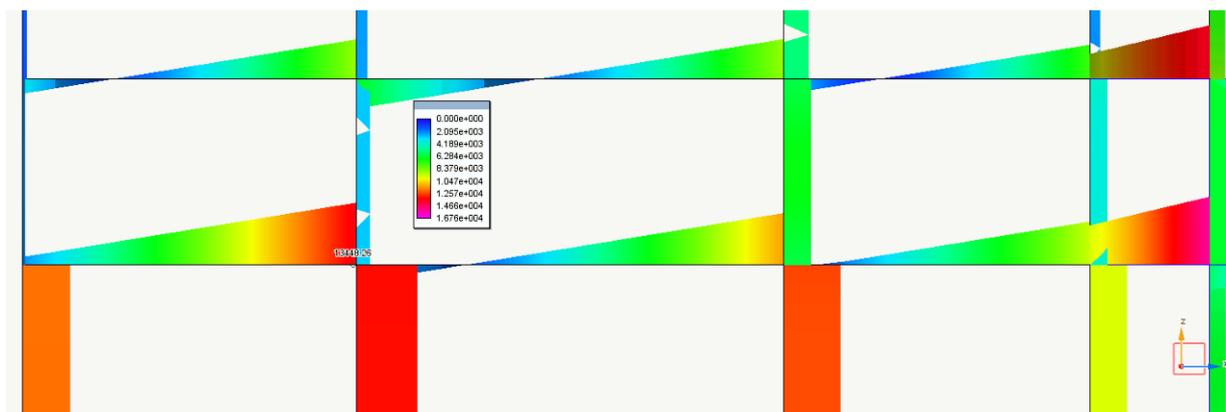
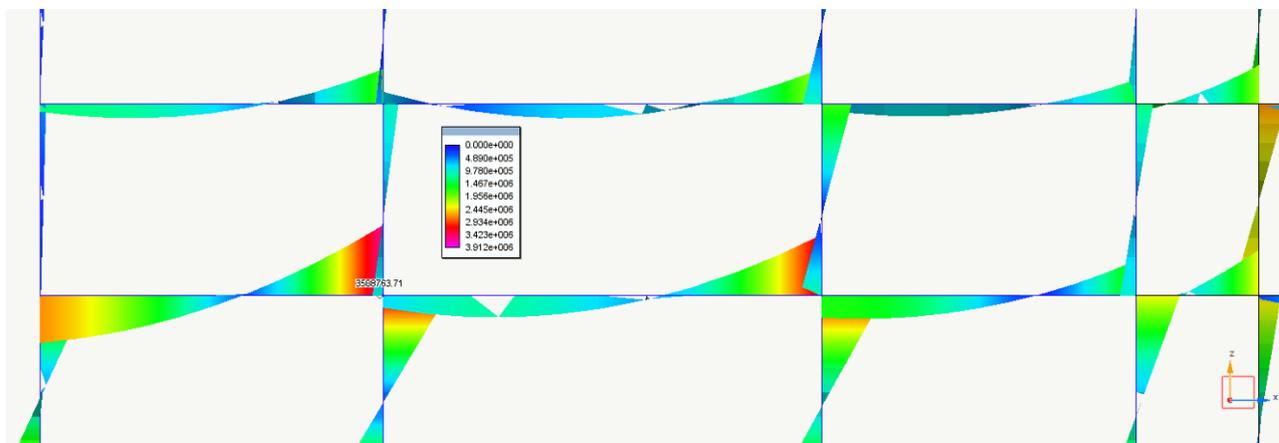
Riassumendo i valori si modificano come di seguito riportato:

STATO	PESO P. [kN]	PERMANENTI [kN]	TOTALE [kN]
STATO di FATTO	167,2	47,1	214,3
STATO di PROGETTO	210,1	24,2	234,3

L'incremento di carico, in seguito alla sopraelevazione, risulta minore di 10% e pertanto si ritiene che le fondazioni esistenti siano idonee a sostenere tale variazione.

La fondazione esistente è un setto in c.a. 80x250x L 12 ml con portata utile minima pari a 265,98 kN.

11.4 VERIFICA NUOVA TRAVE QUOTA +21.20 TELAIO "I"



Le sollecitazioni di maggior interesse sono quelle prodotte dalla Comb. 4 che risultano:

$$M_{Ed} = 361,13 \text{ kN m}$$

$$V_{Ed} = 135,64 \text{ kN}$$

VERIFICA FLESSIONE (vedere sezione armatura sul dis. D.30.2374)

Le sollecitazioni di maggior interesse sono quelle prodotte dalla Comb. 4 che risultano:

$$\text{armatura superiore tesa: } 10\phi 16 = 20,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{armatura inferiore compressa: } 6\phi 20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data input sections. The 'Materiali' section lists properties for B450C and C32/40. The 'Sezione' section shows dimensions for two bars (N° 1 and 2). The 'Solllecitazioni' section shows applied loads (N_{Ed}, M_{xEd}, M_{yEd}). The 'P.to applicazione N' section shows the application point (Centro, Baricentro cls, Coord.). The 'Metodo di calcolo' section shows the calculation method (S.L.U.+ or S.L.U.-) and the type of flexion (Retta or Deviata). The 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato' section shows the yield strength of the steel (f_{yk} = 40.72%). The 'Calcola MRd' and 'Dominio M-N' buttons are visible at the bottom right.

la verifica risulta:
 $M_{Rd} / M_{Ed} = 714,20 / 361,13 = 1,98 > 1$ verificato

VERIFICA TAGLIO

vengono impiegate staffe ϕ 10 / 20 - 2 braccia sia nell'anima che nella soletta della trave.

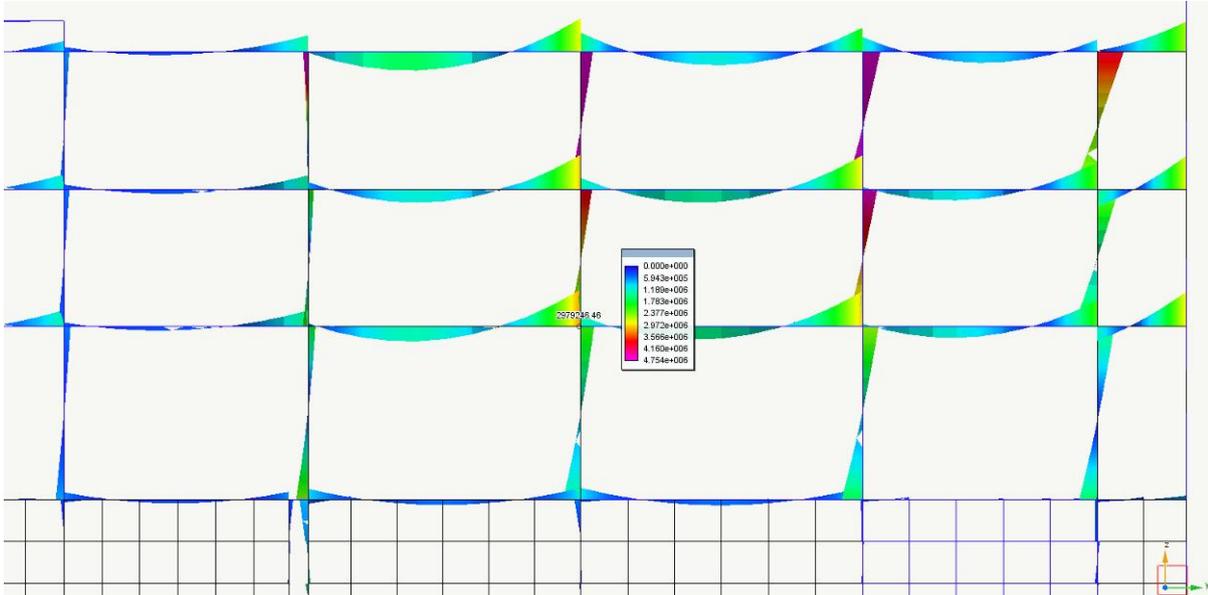
The screenshot shows the 'S.L.U. Taglio' software interface. It includes a menu bar (Dati Sezione, Materiali, S.L.U. Normale + Flessione, S.L.U. Taglio, S.L.E. Fessurazione, Duttilità / Arm. Minima, Risultati Verifiche). The 'Dati Sezione' section shows the angle of inclination of the stirrups ($\alpha = 90^\circ$) and the angle of inclination of the diagonal stirrups ($\theta = 45^\circ$). The 'Taglio di Calcolo' section shows the design shear force ($V_{Ed} = T_z = 135,64$ kN). The 'Resistenza a Taglio CLS. Teso' section shows the design shear resistance ($V_{Rd} = 178,92$ kN) and the design shear force ($V_{Ed} = 135,64$ kN). The 'Armature Trasversali' section shows the diameter of the stirrups ($\phi = 10$ mm), the number of stirrups ($n = 2$), and the spacing of the stirrups ($s = 200$ mm). The 'Resistenza armatura a taglio V_{Rsd}' section shows the design shear resistance ($V_{Rsd} = 265,53$ kN). The 'Resistenza a taglio bielle cls. V_{Rcd}' section shows the design shear resistance ($V_{Rcd} = 1219,10$ kN). The 'V_{Rd} = min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 265,53 kN > V_{Ed} = 135,64 kN VERIFICA' section shows the final verification result. A diagram of a beam section with diagonal stirrups is shown on the right, with labels for 'corrente superiore compresso', 'biella cls. compresso', 'asta inclinata tesa', and 'corrente inferiore teso'. The design shear force (F_{cd}) and the design shear force (F_{td}) are also indicated.

la verifica risulta:
 $V_{Rd} / V_{Ed} = 265,53 / 135,64 = 1,96 > 1$ verificato

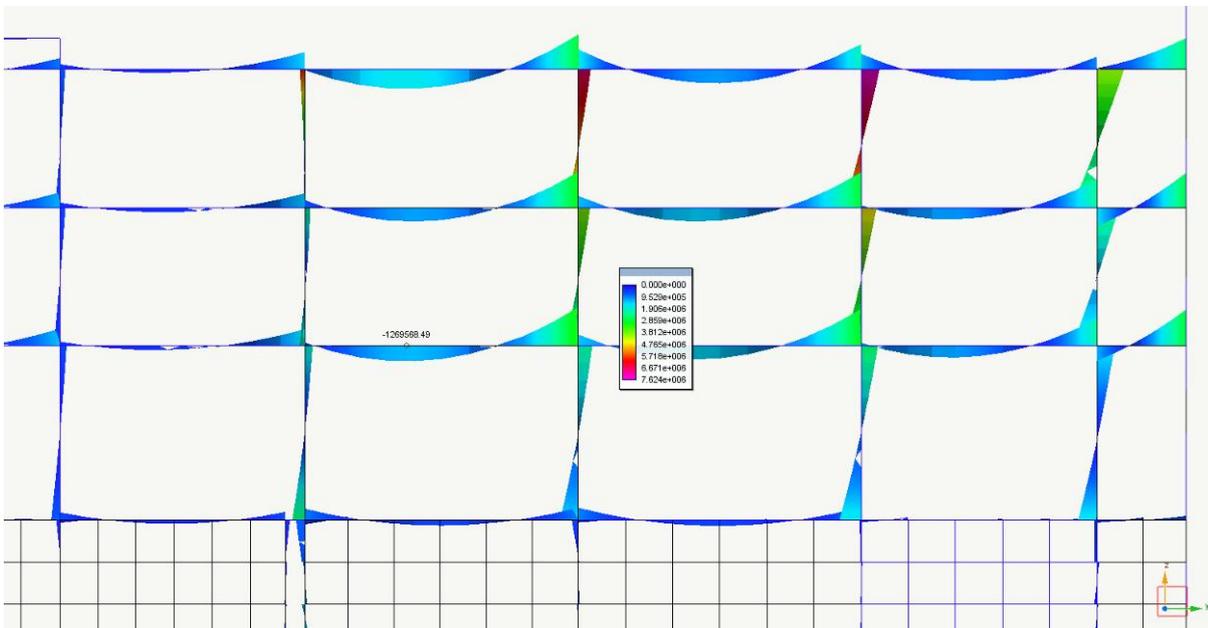
11.5 VERIFICA TRAVI ESISTENTI - POST INTERVENTO

11.5.1 TRAVE QUOTA +21.20 FILO "10"

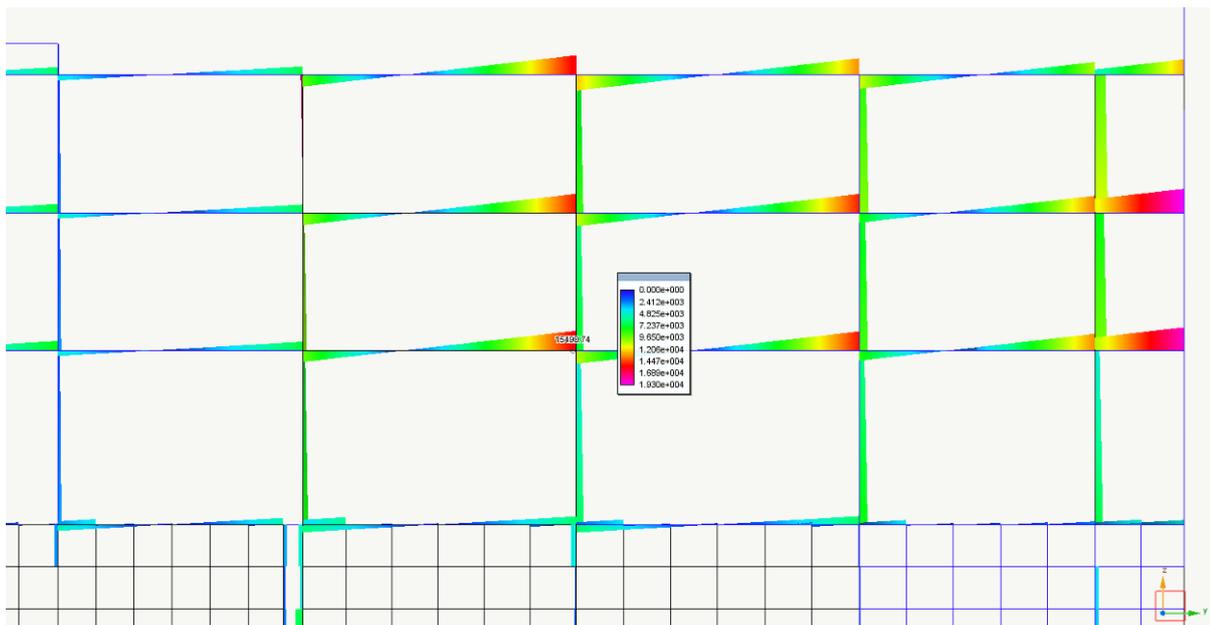
Le sollecitazioni di maggior interesse sono quelle prodotte dalla Comb. 31 che risultano:



massimo momento negativo: $M_{Ed} = 304,40 \text{ kNm}$

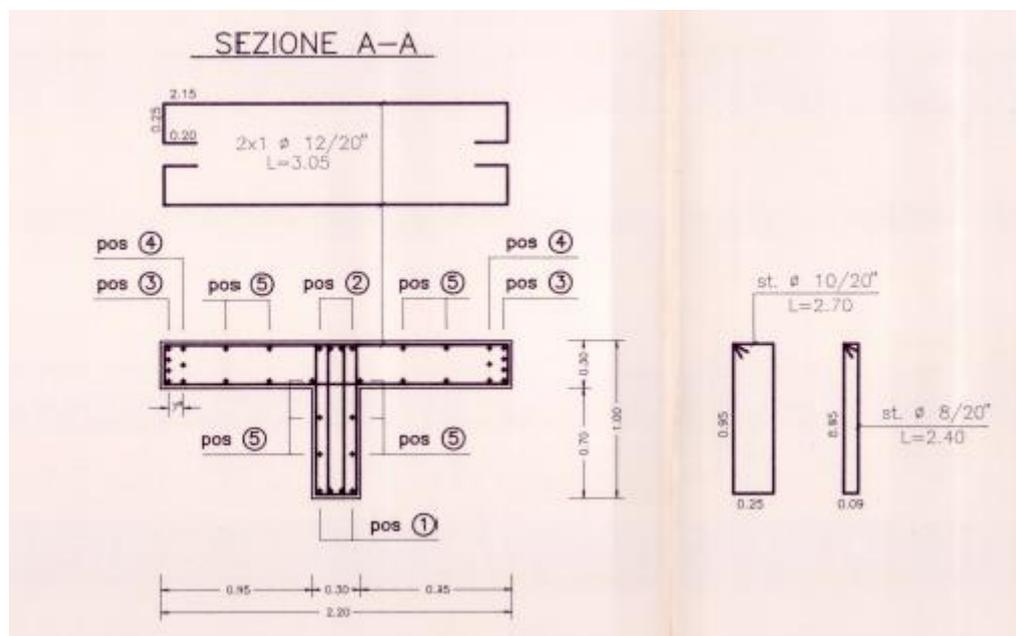


massimo momento positivo: $M_{Ed} = 126,95 \text{ kNm}$



massima azione tagliante: $V_{Ed} = 156,92 \text{ kNm}$

La armature della sezione sono stata ricavate dall'elaborato grafico del progetto strutture (CB-A-14683 febbraio 1991), mentre le proprietà meccaniche vengono ridotte del fattore di confidenza $F_c = 1,20$:



VERIFICA FLESSIONE

MOMENTO NEGATIVO:

$M_{Ed} = 304,40 \text{ kNm}$

armatura superiore tesa: $8\phi 24 + 4\phi 16 = 44,20 \text{ cm}^2$

armatura inferiore compressa: $6\phi 24 = 27,12 \text{ cm}^2$

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points include:

- Section Data:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	220	30	1	44,2	5
2	30	70	2	27,12	95
- Materials:**
 - FeB44K 2: $\epsilon_{su} = 67,5\%$, $f_{yd} = 311,3 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{s,adm} = 1,557\%$, $\sigma_{s,adm} = 216 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{c1} = 1,686$
 - C25/30 F2: $\epsilon_{c2} = 2\%$, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 11,76$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 8,5$, $\tau_{co} = 0,5333$, $\tau_{c1} = 1,686$
- Calculation Parameters:**
 - M_{xRd} = -1.224 kNm
 - $\sigma_c = -11,76 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_s = 311,3 \text{ N/mm}^2$
 - $\epsilon_c = 3,5$
 - $\epsilon_s = 14,37\%$
 - d = 95 cm
 - x = 18,61, x/d = 0,1959
 - $\delta = 0,7$
- Other Settings:**
 - Metodo di calcolo: S.L.U. +
 - Tipo flessione: Retta
 - N° rett. = 100
 - Col. modello
 - Precompresso:

la verifica risulta:

$M_{Rd} / M_{Ed} = 1224,00 / 304,40 = 4,02 > 1$ verificato

MOMENTO POSITIVO:

$M_{Ed} = 126,95 \text{ kNm}$

armatura superiore compressa: $8\phi 24 + 4\phi 16 = 44,20 \text{ cm}^2$

armatura inferiore compressa: $6\phi 24 = 27,12 \text{ cm}^2$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	220	30	1	44,2	5
2	30	70	2	27,12	95

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 196,95 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baicentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 FeB44K 2 C25/30 F2
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 311,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,76 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,557 ‰ σ_{c,adm} 8,5
 σ_{s,adm} 216 N/mm² τ_{co} 0,5333
 τ_{c1} 1,686

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli
 M_{xRd} 789,8 kNm
 σ_c -11,76 N/mm²
 σ_s 311,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 66,42 ‰
 d 95 cm
 x 4,756 x/d 0,05006
 δ 0,7

Precompresso

la verifica risulta:
 $M_{Rd} / M_{Ed} = 789,80 / 196,95 = 4,01 > 1$ verificato

VERIFICA TAGLIO

Nella sezione sono presenti st.φ10 /20 + st.φ8 /20 si assume un diametro equivalente di 9 mm.
 Facciamo la verifica per 4 braccia φ8
 $V_{Ed} = 156,92$ kNm

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | **S.L.U. Taglio** | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

angolo inclinazione staffe: α = 90°
 angolo inclinazione bielle cls.: θ = 45°
 Taglio di Calcolo: V_{ed} = T_z = 156,92 kN

Resistenza a Taglio CLS. Teso
 $V_{Rd} = \max \left\{ \begin{aligned} &0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \\ &(v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \right\} \cdot b_w \cdot d$
 V_{Rd} = 187,17 kN > V_{ed} = 156,92 kN **Armatura a Taglio minima**

Armature Trasversali
 Diametro staffe φ = mm. 8
 Numero Braccia n = 4
 Passo Staffe s = mm. 200

$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{sd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$
 Resistenza armatura a taglio V_{Rsd} = kN 270,40

$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot f_{sd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg }^2 \theta)$
 Resistenza a taglio bielle cls. V_{Rcd} = kN 761,94

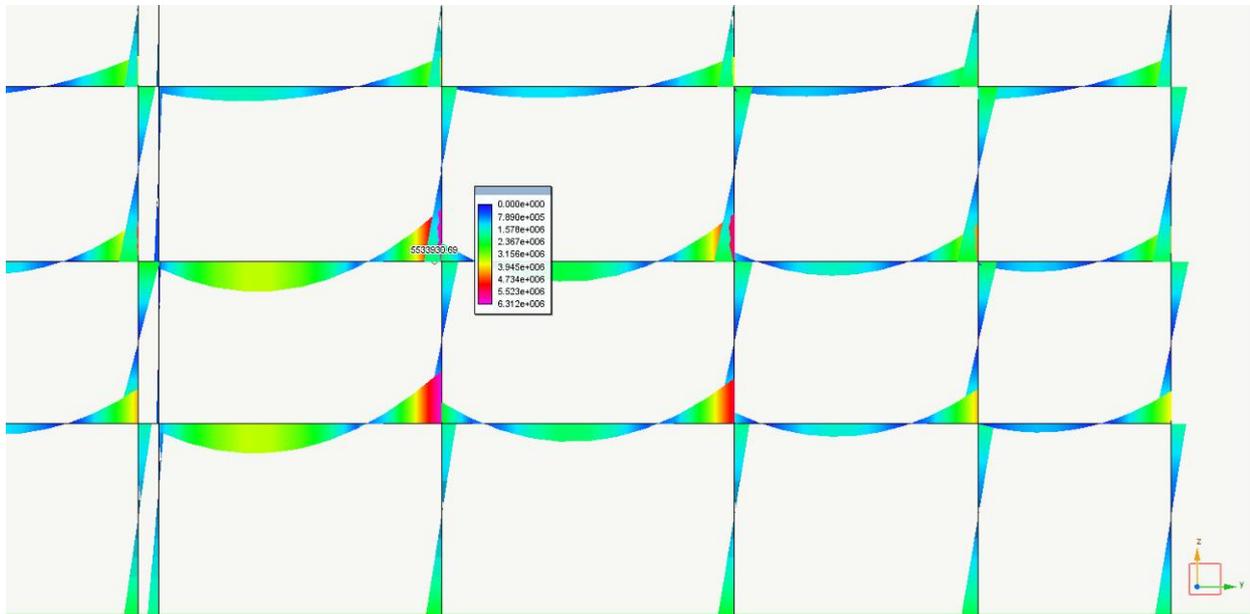
V_{Rd} = min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 270,40 kN > V_{ed} = 156,92 kN **VERIFICA**

Diagramma: corrente superiore compresso, biella cls. compresso, asta inclinata tesa, corrente inferiore teso. Forze applicate: F_{cd}, F_{td}, V.

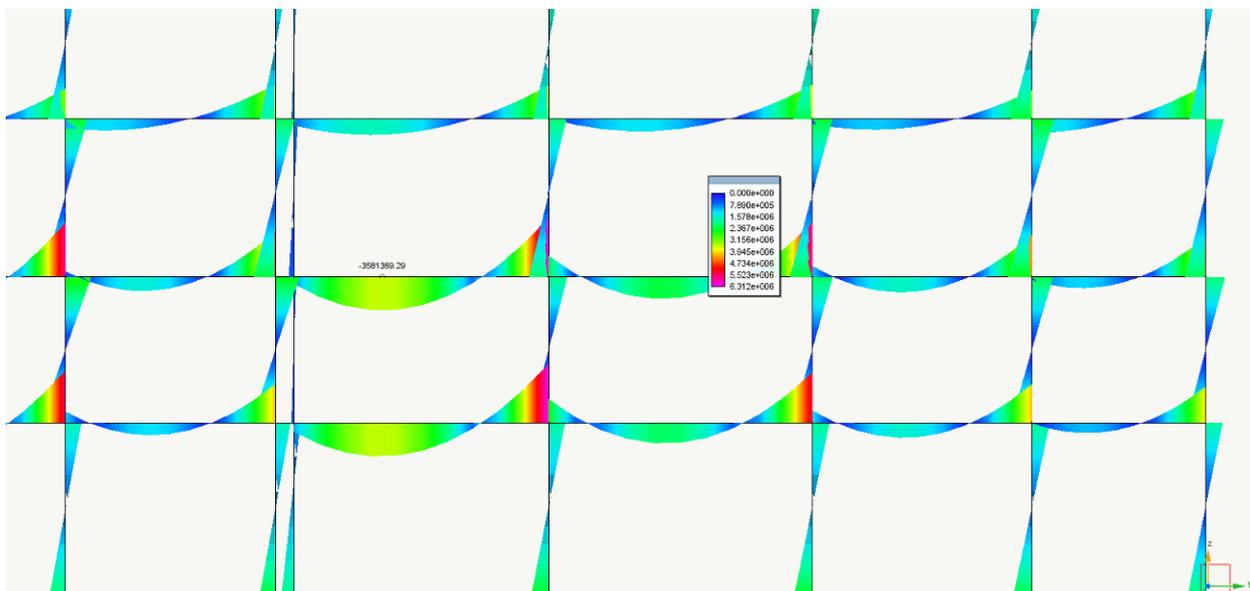
la verifica risulta:
 $V_{Rd} / V_{Ed} = 270,40 / 156,92 = 1,72 > 1$ verificato

11.5.2 TRAVE QUOTA +11.20 FILO "4"

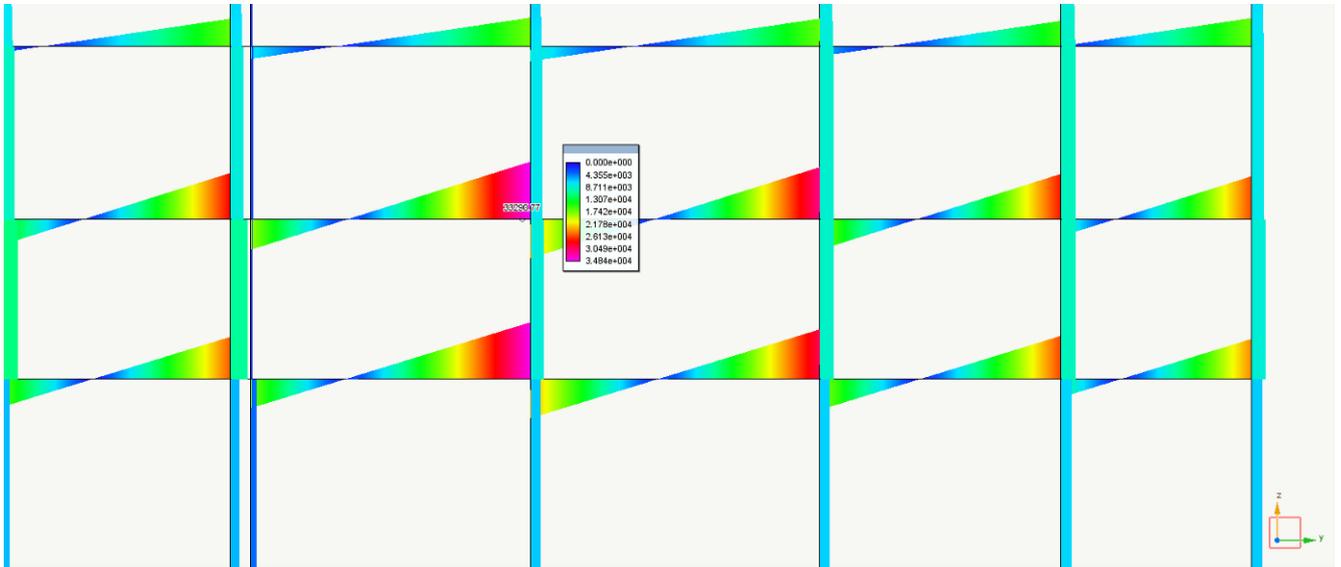
Le sollecitazioni di maggior interesse sono quelle prodotte dalla Comb. 31 che risultano:



massimo momento negativo: $M_{Ed} = 553,39 \text{ kNm}$

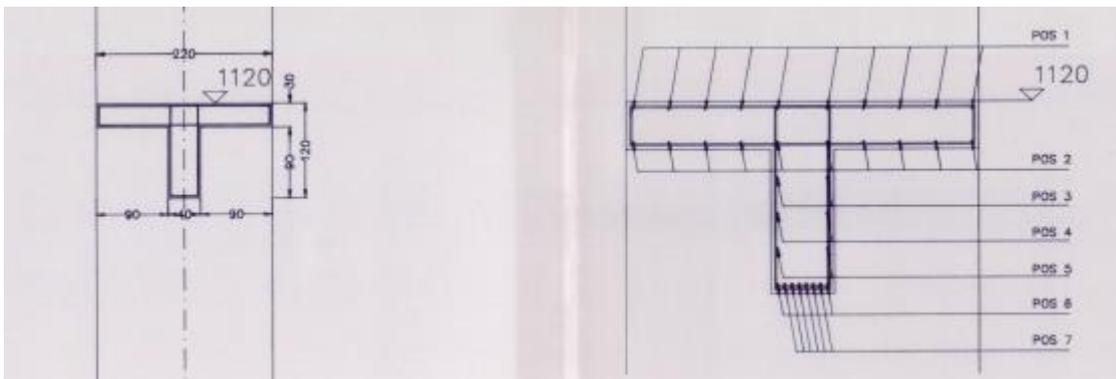


massimo momento positivo: $M_{Ed} = 358,07 \text{ kNm}$



massima azione tagliante: $V_{Ed} = 345,41$ kNm

La armature della sezione sono stata ricavate dall'elaborato grafico del progetto strutture (a30-agosto 2000), mentre le proprietà meccaniche vengono ridotte del fattore di confidenza $F_c = 1,20$:



VERIFICA FLESSIONE

MOMENTO NEGATIVO:

$M_{Ed} = 553,39$ kNm

armatura superiore tesa: $8\phi 18 = 20,32$ cm²

armatura inferiore compressa: $6\phi 24 = 27,12$ cm²

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	220	30	1	20,32	5
2	40	90	2	15,24	115

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 FeB44K 2 C25/30 F2
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 311,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,76 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,557 ‰ σ_{c,adm} 8,5
 σ_{s,adm} 216 N/mm² τ_{co} 0,5333
 τ_{c1} 1,686

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 50,7 ‰
 d 115 cm
 x 7,427 x/d 0,06458
 δ 0,7

Precompresso

la verifica risulta:

$$M_{Rd} / M_{Ed} = 701,20 / 553,90 = 1,26 > 1 \text{ verificato}$$

MOMENTO POSITIVO:

$$M_{Ed} = 358,07 \text{ kNm}$$

armatura superiore compressa: trascurabile 8,0

$$\text{armatura inferiore tesa: } 6\phi 18 = 15,24 \text{ cm}^2$$

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	220	30	1	15,24	115
2	40	90			

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
 FeB44K 2 C25/30 F2
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 311,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,76 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,557 ‰ σ_{c,adm} 8,5
 σ_{s,adm} 216 N/mm² τ_{co} 0,5333
 τ_{c1} 1,686

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c 1,753 ‰
 ε_s 67,5 ‰
 d 115 cm
 x 2,912 x/d 0,02532
 δ 0,7

Precompresso

la verifica risulta:

$M_{Rd} / M_{Ed} = 540,20 / 358,07 = 1,50 > 1$ verificato

VERIFICA TAGLIO

Nella sezione sono presenti st.φ10 /20 + st.φ8 /20 si assume un diametro equivalente di 9 mm.

$V_{Ed} = 330,41$ kNm

la verifica risulta:

$V_{Rd} / V_{Ed} = 367,57 / 332,90 = 1,10 > 1$ verificato

11.6 VERIFICA MARTELLAMENTO

Per scongiurare fenomeni di martellamento fra la struttura del capannone delle linee A / B e C nei confronti dell'edificio fossa posto a Sud, si riporta di seguito la verifica degli spostamenti reciproci dei due corpi di fabbrica.

Lo spostamento calcolato del capannone in direzione Y per effetto del sisma risulta:

$$\Delta^1_{\text{direz. Y}} = 0,836 \times 2,76 = 2,32 \text{ cm}$$

dove:

0,836 è lo spostamento calcolato a meno del fattore di struttura q

2,76 è il fattore di struttura assunto

Per l'edificio fossa, lo spostamento viene stimato secondo la relazione proposta dalle NTC al par. 7.2.2:

$$\Delta^2_{\text{direz. Y}} = 1/100 \times H \times a_g/g \times S/0,5 = 1/100 \times (25 \times 10^2) \times 0,0556 \times 1,5 / 0,5 = 4,17 \text{ cm}$$

dove:

H è l'altezza della fossa

a_g/g accelerazione SLV

$$S = S_S \times S_T$$

La verifica risulta soddisfatta essendoci tra i due edifici un giunto di costruzione di ampiezza pari a 10 cm:

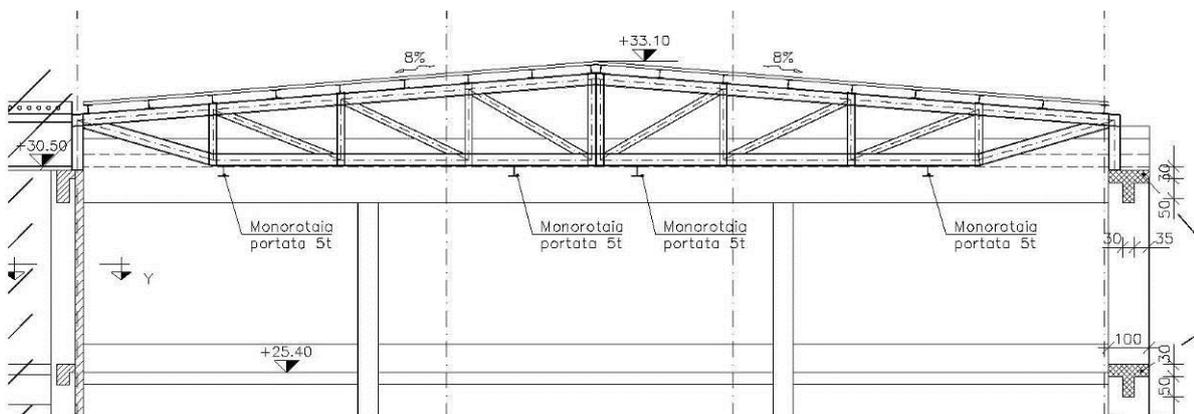
$$\Delta^1_{\text{direz. } \gamma} + \Delta^2_{\text{direz. } \gamma} = 2,32 + 4,17 = 6,49 < 10,0 \text{ cm}$$

11.7 VERIFICA NUOVA TRAVE METALLICA RETICOLARE

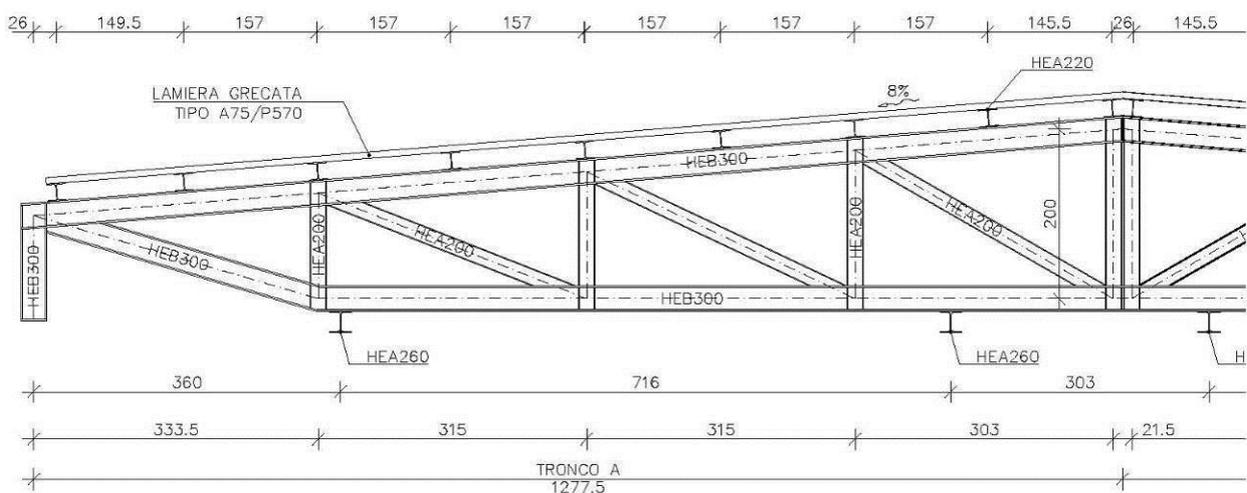
La nuova trave reticolare sarà realizzata in due tronconi, per motivi di trasporto dall'officina sino al sito di installazione. I due tronconi saranno poi giuntati a terra, prima della messa in opera dell'intera trave attraverso utilizzo di autogru.

Per contrastare i fenomeni di instabilità globale e del corrente superiore compresso, vengono predisposti controventi di piano al livello delle falde. All'intradosso sono appese le monorotaie per la manutenzione dei filtri (carco 5 t su ciascuna contemporaneamente in cond. #1 pp).

La verifica viene eseguita utilizzando il post processore EasySteel - Softing e si riportano di seguito la verifica globale e quella dell'elemento più sollecitato nella combinazione di carico più severa:

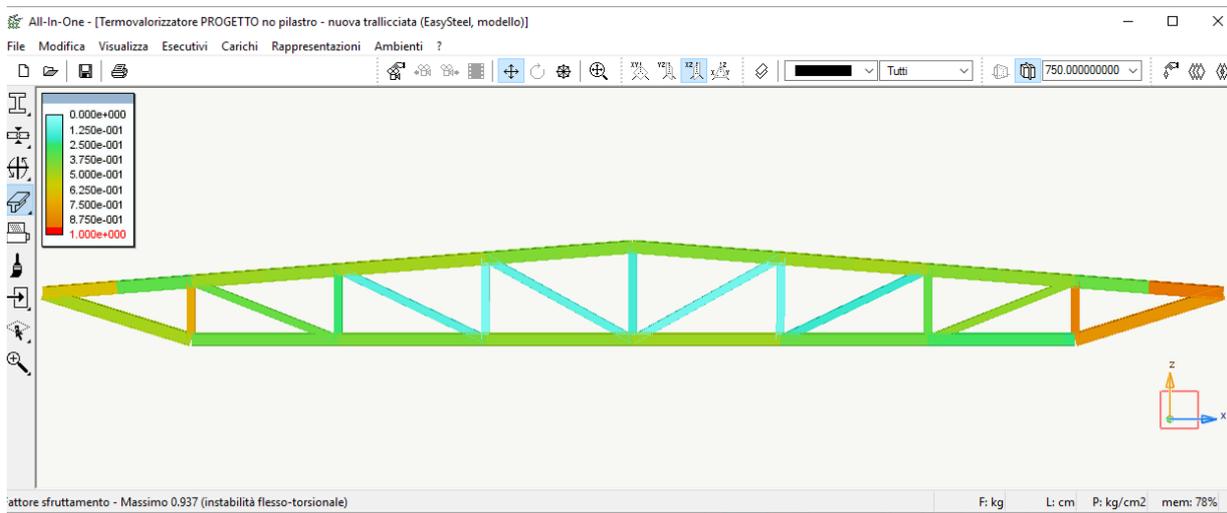


nuova trave reticolare



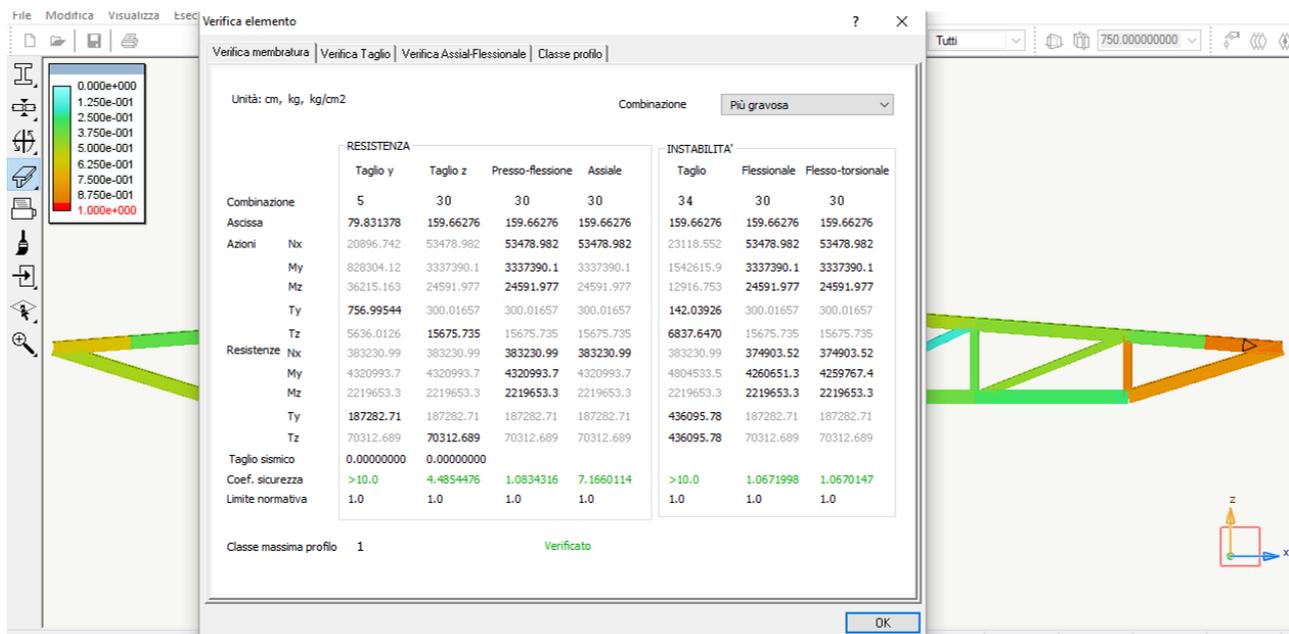
ingrandimento e profili tronco A - nuova trave reticolare

VERIFICA GLOBALE



verifica globale - trave reticolare

VERIFICA ELEMENTO PIU' SOLLECITATO



verifica elemento maggiormente sollecitato

FRECCIA MASSIMA

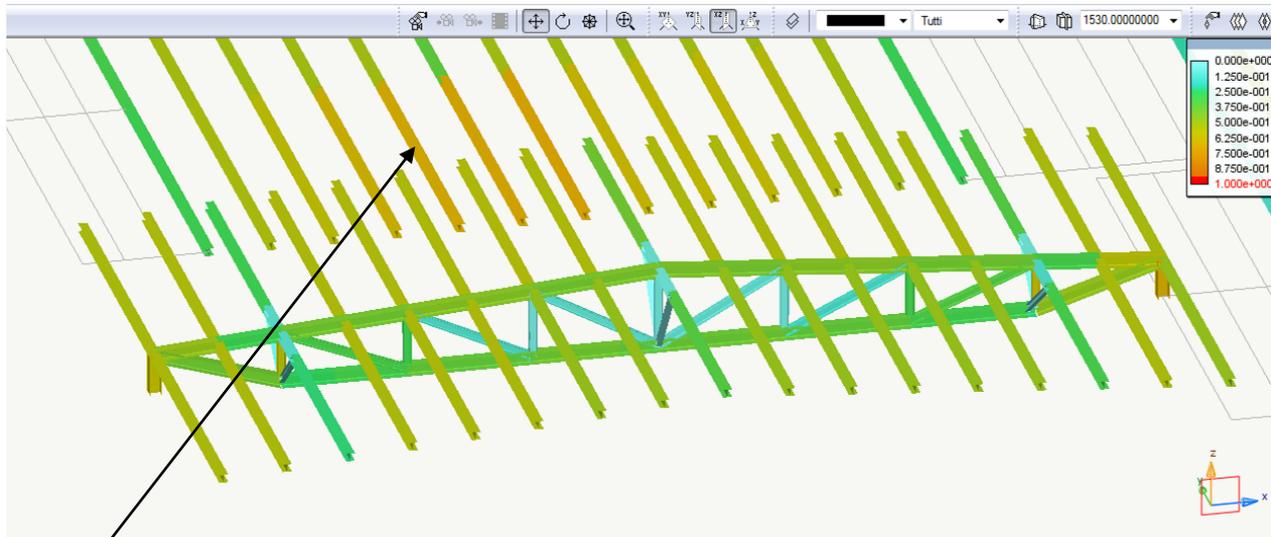
La massima freccia è prodotta dalla combinazione di carico in esercizio SLE:

$$1,0 \cdot p.p. + 1,0 \cdot perm. + 1,0 \cdot vento Z^{neg}_{COPERTURA} = 1,44 + 0,12 + 1,39 = 2.95 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 2.95 \text{ cm} = L / 865 < L / 200 = 2554 / 200 = 12,77 \text{ cm}$$

11.8 VERIFICA ORDITURA SECONDARIA (ARCARECCI)

La verifica, anche per le travi metalliche della copertura viene eseguita utilizzando il post processore EasySteel - Softing:



verifica di insieme ed elemento più sollecitato - travi metalliche copertura

RESISTENZA		INSTABILITA'					
	Taglio y	Taglio z	Presso-flessione	Assiale	Taglio	Flessionale	Flesso-torsionale
Combinazione	6	30	30	34	34	30	30
Ascissa	435.00000	0.00000000	0.00000000	870.00000	870.00000	0.00000000	0.00000000
Azioni	Nx	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	My	-20348.053	487911.48	487911.48	14411.762	487911.48	487911.48
	Mz	435.93397	-2296.8749	-2296.8749	924.90425	-2296.8749	-2296.8749
	Ty	43.328580	4.9678087	4.9678087	2.2641765	4.9678087	4.9678087
	Tz	85.548857	2802.2391	2802.2391	299.47446	2802.2391	2802.2391
Resistenze	Nx	165380.89	165380.89	165380.89	165380.89	38133.344	38133.344
	My	1324590.3	1324590.3	1324590.3	1324590.3	1324590.3	715127.43
	Mz	457819.57	457819.57	457819.57	457819.57	457819.57	457819.57
	Ty	30634.652	30634.652	30634.652	199133.26	30634.652	30634.652
	Tz	79682.765	79682.765	79682.765	199133.26	79682.765	79682.765
Taglio sismico	0.00000000	0.00000000					
Coef. sicurezza	>10.0	>10.0	2.6783374	>10.0	>10.0	2.6783374	1.4549919
Limite normativa	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Classe massima profilo 3 Verificato

FRECCIA MASSIMA

La massima freccia è prodotta dalla combinazione di carico in esercizio SLE:

$$1,0 \cdot p.p. + 1,0 \cdot perm. + 1,0 \cdot vento Z^{neg} \text{ COPERTURA}$$

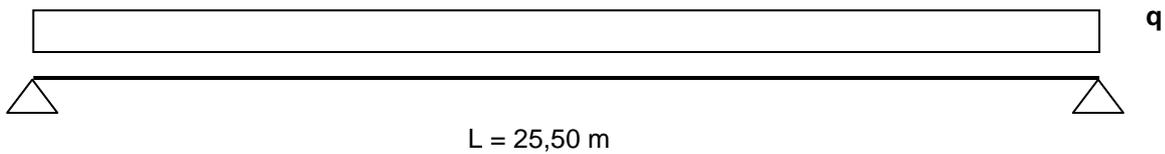
$$f_{max} = 4.14 \text{ cm} < L / 200 \text{ dove: } L / 200 = 900 / 200 = 4,50 \text{ cm}$$

11.9 VERIFICA TRAVE in C.A.P. con MONOROTAIA 50 t (edif. Forni)

La verifica dei carichi massimi prodotti dalle monorotaie per lavori di manutenzione all'intradosso delle travi precomprese prefabbricate esistenti della copertura del capannone zona caldaie linee "A e B", viene condotta facendo un confronto delle sollecitazioni fra copertura in c.a. (tempo T_0) e nuova copertura in lamiera + monorotaia (tempo T_1). Il carico max. complessivo della nuova monorotaia è pari a 50 ton.

TEMPO T_0

Schema statico:



Carichi:

TIPO	CARICO CARATT. [daN/m ²]	γ_{SLU}	CARICO SLU [daN/m ²]
P.P alveolari H=20 cm	280	1,3	364
Permanenti	270	1,3	351

$$q = [364+351] \cdot [9,0 + 8,5] / 2 = 6256,3 \text{ daN/m}$$

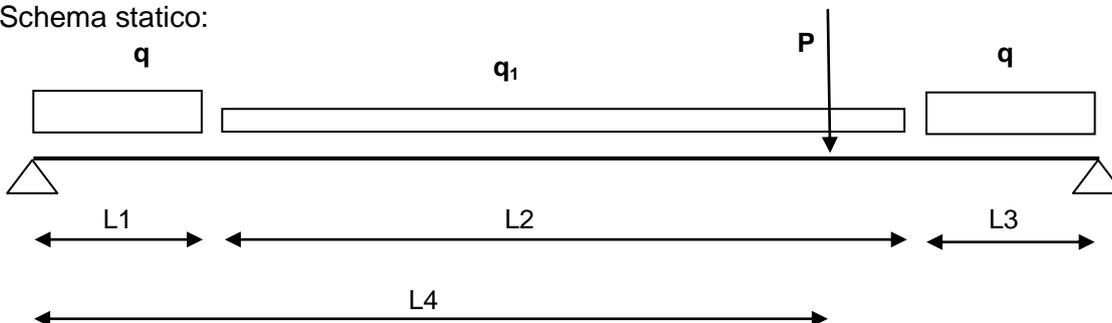
Sollecitazioni massime: al tempo T_0 (solaio esistente in pannelli alveolari) valgono:

$$M = q \cdot L^2 / 8 = 62,56 \cdot 25,25^2 / 8 = 4961,03 \text{ kNm}$$

$$V = 62,56 \cdot 25,25 / 2 = 789,82 \text{ kN}$$

TEMPO T_1

Schema statico:



Carichi:

TIPO	CARICO CARATT. [daN/m ²]	γ_{SLU}	CARICO SLU [daN/m ²]
------	--------------------------------------	----------------	----------------------------------

P.P alveolari H=20 cm	280	1,3	364
Permanenti	270	1,3	351
Copertura metallica	45,0	1,3	58,5
	[daN]		[daN]
Peso monorotaia + carico	50.000	1,5	75.000

$$q = [364+351] \cdot [9,0 + 8,5] / 2 = 6256,3 \text{ daN/m}$$

$$q_1 = 58,5 \cdot [9,0 + 8,5] / 2 = 512,0 \text{ daN/m}$$

Dati geometrici:

$$L_1 = 3,60 \text{ m}$$

$$L_2 = 18,05 \text{ m}$$

$$L_3 = 3,60 \text{ m}$$

$$L_4 = 21,65 \text{ m}$$

Sollecitazioni massime: al tempo T_1 (nuova copertura metallica + monorotaia 50 ton) valgono:

$$M = 4521,28 \text{ kNm}$$

$$V = 768,85 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni al tempo T_1 risultano dunque inferiori a quelle del tempo T_0 ed in particolare:

$$M = 4521,28 \text{ kNm} < 4961,03 \text{ kNm}$$

$$V = 768,85 \text{ kN} < 789,82 \text{ kN}$$

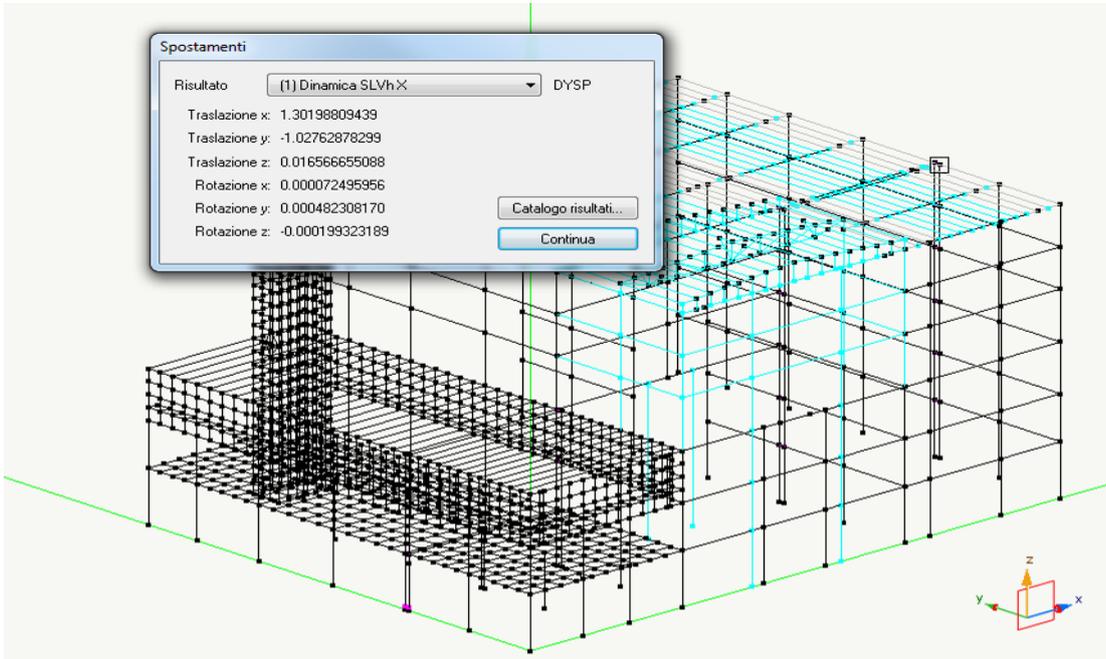
11.10 VERIFICA DEFORMAZIONI MASSIME ORIZZONTALI

Gli spostamenti massimi orizzontali sono quelli ottenuti dall'effetto del sisma nella condizioni di carico :

- Dinamica SLVh X
- Dinamica SLVh Y

Il valore dello spostamento massimo è dato dal valore di spostamento restituito software di calcolo moltiplicato per il rispettivo fattore di struttura q

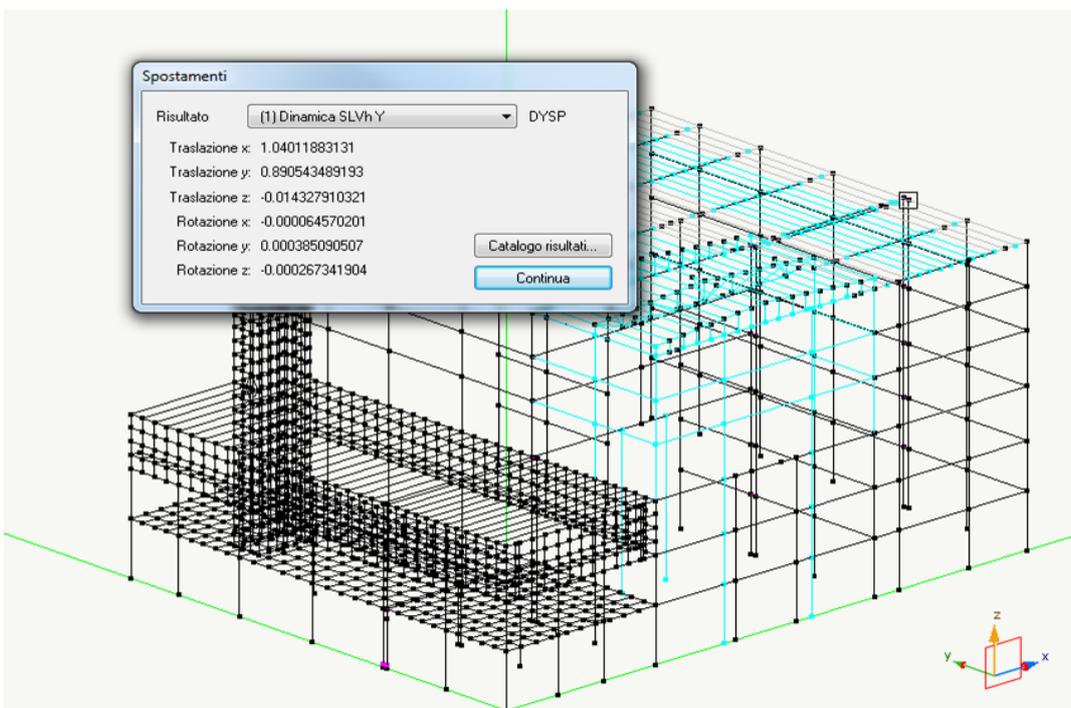
SPOSTAMENTO MASSIMO IN X



$$\Delta_{\max}^x = 1,30 \cdot q = 1,30 \cdot 2,76 = 3,59 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max}^x / H = 3,59 / 3065 = 1/854 < 1/500 = 3065/500 = 6,13 \text{ cm (da normativa)}$$

SPOSTAMENTO MASSIMO IN Y



$$\Delta_{\max}^Y = 1,04 \cdot q = 1,04 \cdot 2,76 = 2,87 \text{ cm}$$

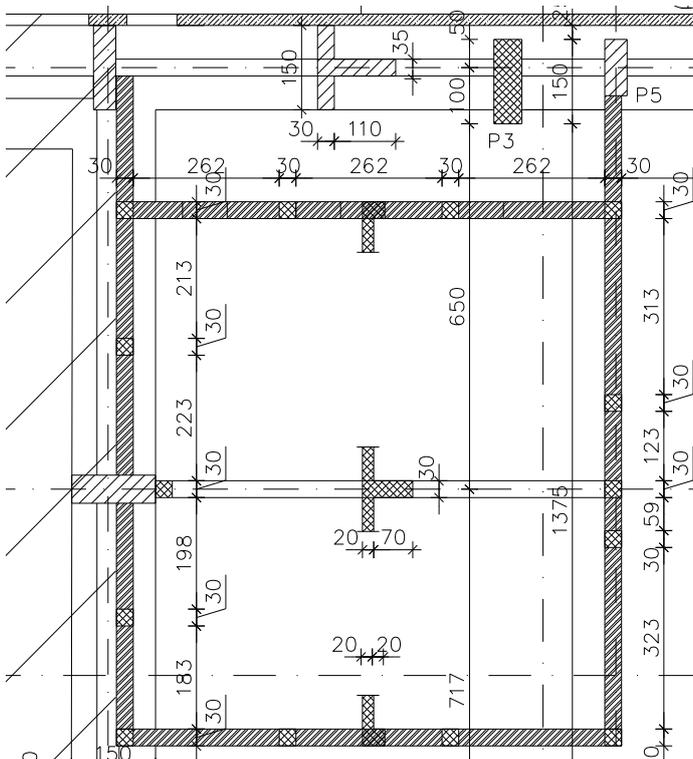
$$\Delta_{\max}^Y / H = 2,87 / 3065 = 1/1067 < 1/500 = 3065/500 = 6,13 \text{ cm}$$

11.11 VERIFICA COPERTURA NUOVI LOCALI ACCESSORI

11.11.1 VERIFICA SOLETTA IN C.A. H=20 cm

ANALISI DEI CARICHI

TIPO	CARICO CARATT. [daN/m ²]	γ_{SLU}	CARICO SLU [daN/m ²]
P.P soletta in c.a. H=20 cm	500	1,3	650
Accidentali	350	1,5	525



SCHEMA STATICO

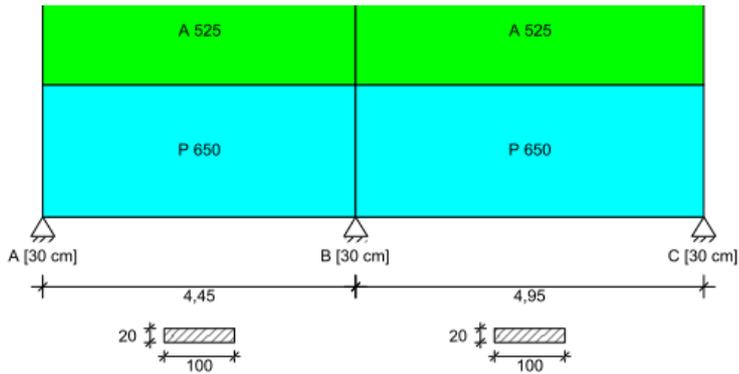
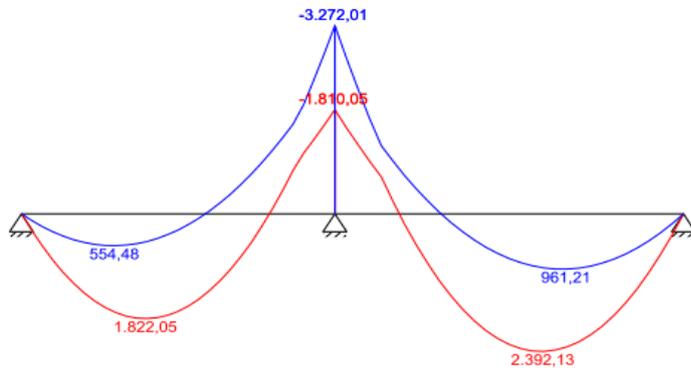


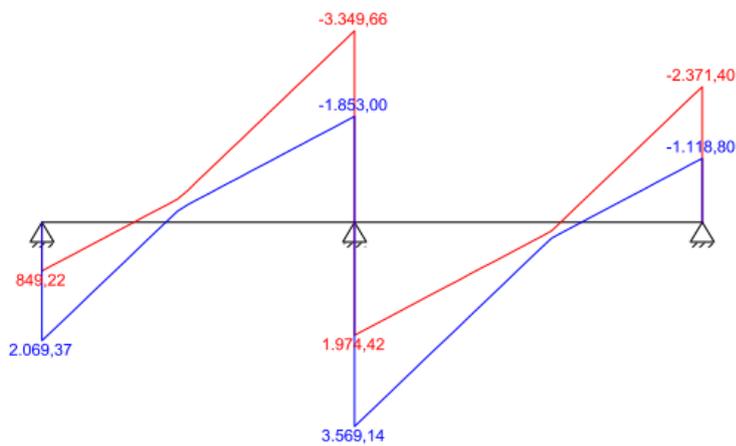
DIAGRAMMA FLESSIONE



$M^+ = 23,92 \text{ kNm}$

$M^- = 32,72 \text{ kNm}$

DIAGRAMMA AZIONE DI TAGLIO



$V = 35,69 \text{ kN}$

VERIFICA FLESSIONE M⁺

armatura resistente: 1 φ 12/20 inf.

Titolo: _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	5,65	16

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma:

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:
 B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 34,03 kN m
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 35,2 ‰
 d 16 cm
 x 1,447 x/d 0,09044
 δ 0,7

la verifica risulta: $M_{Rd} / M_{Ed} = 34,03 / 23,92 = 1,42 > 1$ verificato

VERIFICA FLESSIONE M⁻

armatura resistente: 1 φ 12/20 + 1 φ 8/20 sup.

Titolo: _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	8,15	4

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma:

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:
 B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -48,24 kN m
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 23,28 ‰
 d 16 cm
 x 2,091 x/d 0,1307
 δ 0,7

la verifica risulta: $M_{Rd} / M_{Ed} = 47,33 / 32,72 = 1,45 > 1$ verificato

VERIFICA TAGLIO

armatura longitudinale a flessione $1\phi 12/20$:

angolo inclinazione staffe: $\alpha = 90^\circ$ angolo inclinazione bielle cls.: $\theta = 45^\circ$ Taglio di Calcolo : $V_{ed} = T_z = 35,69$ kN Resistenza a Taglio CLS. Teso $V_{Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_s \cdot f_{ctk})^{1/2} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \\ (v_{max} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$ $V_{Rd} = 90,83 \text{ kN} > V_{ed} = 35,69 \text{ kN}$ Armatura a Taglio minima	
---	--

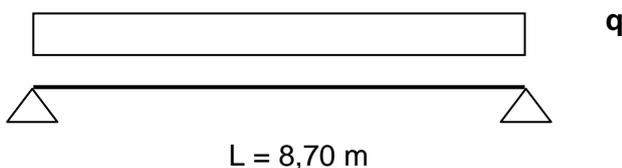
la verifica risulta:

$$V_{Rd} / V_{Ed} = 82,53 / 35,69 = 2,31 > 1 \text{ verificato}$$

11.11.2 TRAVE CENTRALE COPERTURA LOCALI

SCHEMA STATICO

Lo schema di calcolo assunto per le verifiche è quello di trave in appoggio:



Il carico è assunto pari alla somma delle reazioni prodotte dallo schema di calcolo della soletta piena:

$$q = 33,49 + 35,69 = 69,18 \text{ daN/m}$$

SOLLECITAZIONE MASSIME:

momento flettente:

$$M = q \cdot L^2 / 8$$

$$M = 69,18 \cdot 8,70^2 / 8 = 654,52 \text{ kNm}$$

azione di taglio:

$$V = q \cdot L / 2$$

$$V = 69,18 \cdot 8,70 / 2 = 300,93 \text{ kN}$$

VERIFICA FLESSIONE M

armatura resistente: $6 \phi 20 + 2 \phi 20 \text{ inf.}$

Titolo: _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	18,84	85
2	30	70	2	6,28	80

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 Precompresso

la verifica risulta: $M_{Rd} / M_{Ed} = 796,70 / 654,52 = 1,22 > 1$ verificato

VERIFICA TAGLIO

armatura longitudinale a flessione $6 \phi 20 + 2 \phi 20 \text{ inf.}$

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | **S.L.U. Taglio** | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

angolo inclinazione staffe: α = °
 angolo inclinazione bielle cls.: θ = °
 Taglio di Calcolo: V_{ed} = T_z = kN

Resistenza a Taglio CLS. Teso
 $V_{rd} = \max \left\{ \begin{aligned} &0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_s + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d \\ &(v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \right.$
 V_{rd} = 143,62kN < V_{ed}=300,93kN **Occorre Armatura a Taglio**

Armature Trasversali
 Diametro staffe φ = mm.
 Numero Braccia n =
 Passo Staffe s = mm.

$V_{rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{sd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha$
 Resistenza armatura a taglio V_{rsd} = kN

$V_{rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot f_{ctd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$
 Resistenza a taglio bielle cls. V_{rzd} = kN

V_{rd} = min(V_{rzd}, V_{rsd}) = 367,32kN > V_{ed}=300,93kN **VERIFICA**

la verifica risulta:

$$V_{Rd} / V_{Ed} = 367,32 / 300,93 = 1,22 > 1 \text{ verificato}$$

12.10 NUOVO DEAERATORE

Nell' edificio turbine a quota +6.20 m vi sono due degasatori: uno grande (54,3 t) ed uno piccolo (40,0 t). Verrà rimosso quello piccolo e verrà installato, al suo posto, un nuovo degasatore grande, come quello esistente.

Peso deaeratore pieno d'acqua 54.300 kg

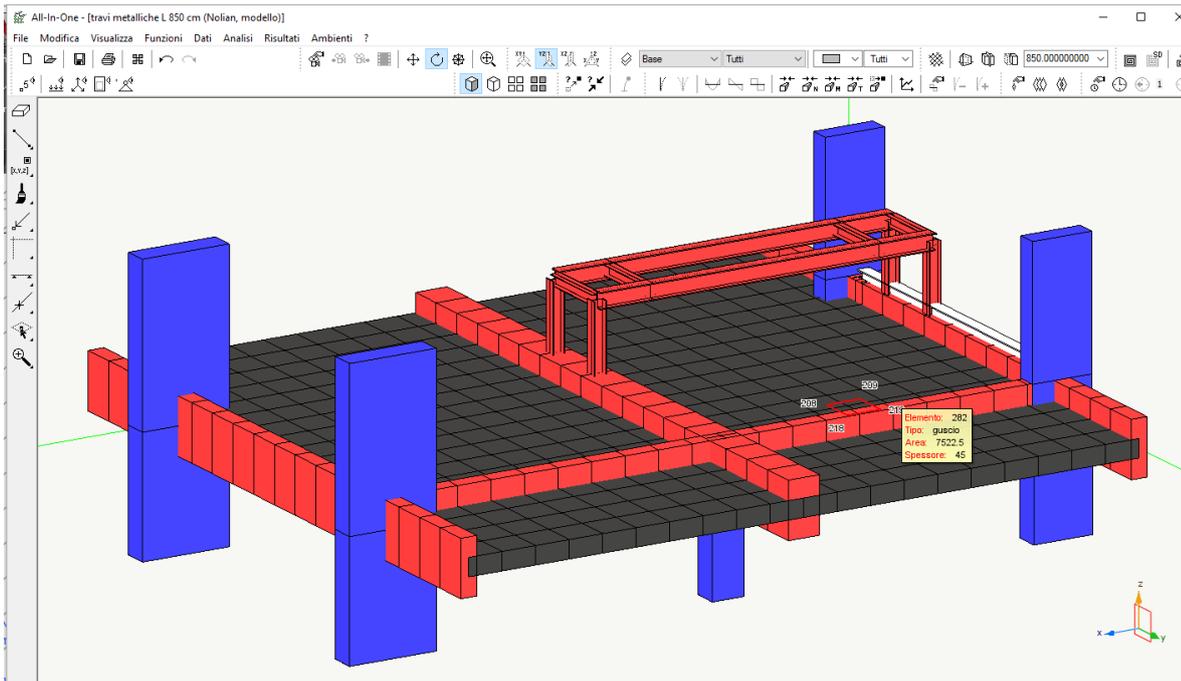
L'apparecchio appoggia su due selle, larghe 2,0 m, distanti fra di loro 5,80 m.

La struttura interessata è costituita da un solaio monodirezionale tipo Bausta $h = 4+35+6 = 45$ cm, due campate di 8,5 m ciascuna, su travi longitudinali, laterali 40x140 e trave centrale 80x140, facenti parte dell'intelaiatura dell'edificio.

La verifica della soletta esistente tipo Bausta ha dato esito negativo, a causa della eccessiva sollecitazione di taglio nelle nervature. Infatti l'altro degasatore appoggia su un tratto di soletta piena.

Si è optato per una soluzione con supporto in struttura metallica, che scarica il peso della apparecchiatura direttamente sulla trave centrale in c.a. e sulla trave laterale HEB500 (che sosteneva metà del degasatore piccolo da smantellare), che appoggia sulla trave in c.a. $h = 140$ cm, vicino ai pilastri, e pertanto scarica direttamente sui pilastri (effetto mensola tozza)

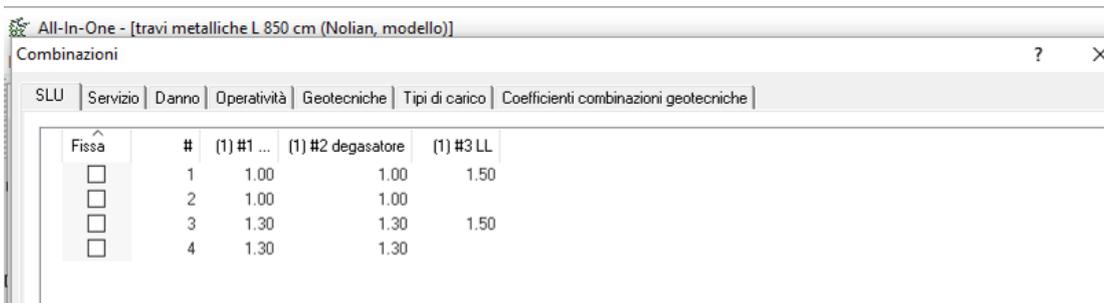
Risulta, invece, verificata la trave centrale in c.a.



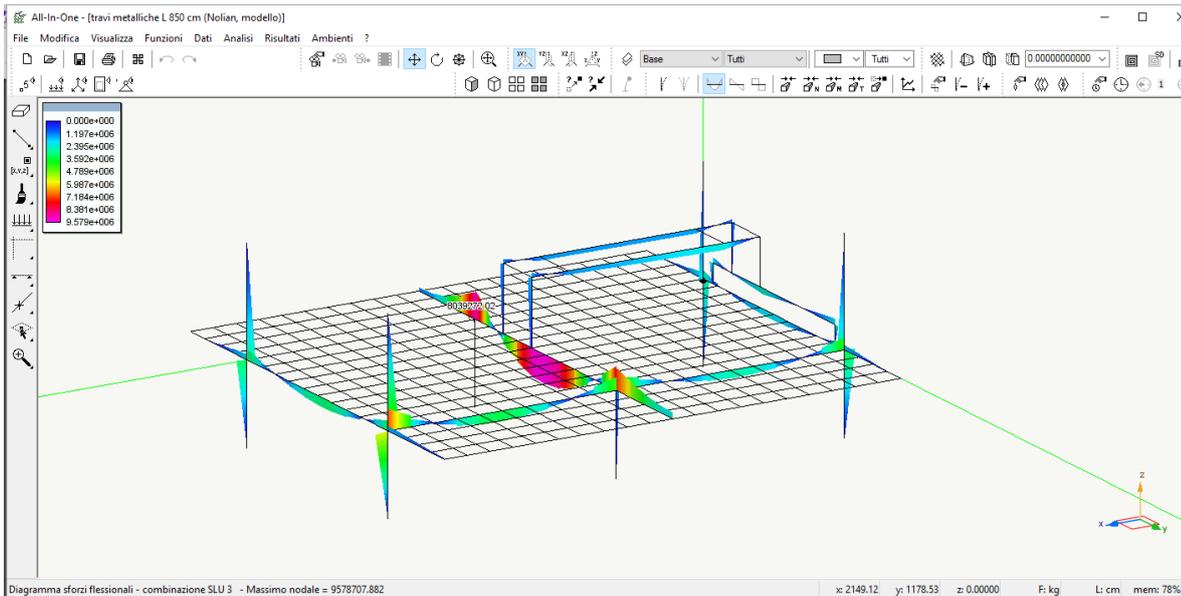
Modellazione FEM struttura con Nolian

ANALISI CARICHI

Peso proprio soletta		600 daN/m ²
Peso proprio travi		in automatico
Carichi concentrati deaeratore	54.300 + tubazioni/4 = 58.000/4	14.500 daN
Sovraccarichi accidentali		600 daN/m ²



Verifica trave centrale



Sollecitazioni massime nella trave

$$M_{Ed+} = 94547,33 \text{ daNm} = 945,5 \text{ kNm}$$

Sezione a T con ala sup 180x45 e anima 80x95 (Htot 140), armatura 11 ϕ 24 = 67,65 cm²

$$M_{Ed-} = -95787,07 \text{ daNm} = 957,9 \text{ kNm}$$

Sezione rettangolare 80x140, armatura negativa 4 ϕ 24 + 5 ϕ 28 = 48,83 cm²

$$V_{Ed \text{ max}} = 66807 \text{ daN} = 668,1 \text{ kN}$$

Staffe doppie ϕ 12/10, oltre a ferri piegati

VERIFICA M+

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	180	45	1	55,35	136
2	80	95	2	12,3	133

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 945,5 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M_{Rd} 3.444 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 33,7 ‰
 d 136 cm
 x 12,79 x/d 0,09407
 δ 0,7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 3444/945,5 = 3,64$$

VERIFICA M-

Titolo: _____

N° strati barre: 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	140	1	48,83	4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: 957,9 kNm
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀: 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

σ_{su}: 67,5 % **ε_{c2}:** 2 ‰
f_{yd}: 391,3 N/mm² **ε_{cu}:** 3,5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² **f_{cd}:** 14,17 ‰
ε_s/ε_c: 15 **f_{cc}/f_{cd}:** 0,8 ?
ε_{syd}: 1,957 ‰ **σ_{c,adm}:** 9,75 ‰
σ_{s,adm}: 255 N/mm² **τ_{co}:** 0,6 ‰
τ_{c1}: 1,829 ‰

σ_c: -14,17 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 19,38 ‰
d: 136 cm
x: 20,8 **x/d:** 0,153
δ: 0,7

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 2433/957,9 = 2,54$$

VERIFICA TAGLIO

[SIM srl] - Sezione Rettangolare

Verifica Stati Limite - Sezione Rettangolare C.A. 3 / 3 **Aggiungi Sezione**

Dati Sezione | Materiali | S.L.U. Normale + Flessione | S.L.U. Taglio | S.L.E. Fessurazione | Duttilità / Arm. Minima | Risultati Verifiche

angolo inclinazione staffe: α = 90°
 angolo inclinazione bielle cls.: θ = 45°
Taglio di Calcolo: Ved = Tz = 668,1 kN

Resistenza a Taglio CLS. Teso

$$V_{rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \\ (v_{max} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

Vrd = 403,83 kN < Ved = 668,10 kN **Occorre Armatura a Taglio**

Armature Trasversali

Diametro staffe φ = mm. 12
 Numero Braccia n = 4
 Passo Staffe s = mm. 100

$$V_{res} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{sd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$$

Resistenza armatura a taglio V_{rsd} = kN 2166,75

$$V_{res} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot f_{ctk} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot (1 + \text{ctg }^2 \theta)$$

Resistenza a taglio bielle cls. V_{rcd} = kN 3454,13

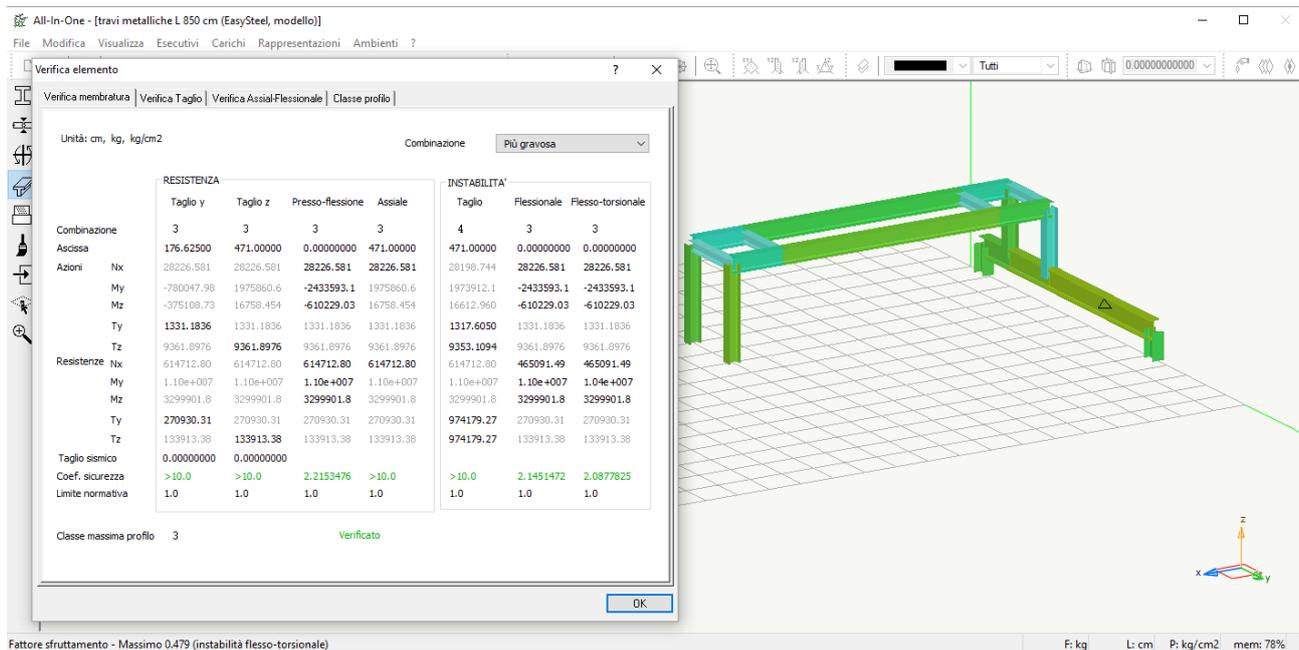
Vrd = min(V_{rcd}, V_{rsd}) = 2166,75 kN > Ved = 668,10 kN **VERIFICA**

Diagramma: corrente superiore compresso, biella cls. compresso, asta inclinata tesa, corrente inferiore teso. Forze applicate: F_{cd}, F_{td}, V.

la verifica risulta:

$$V_{Rd} / V_{Ed} = 2166,75 / 668,10 = 3,24 > 1 \text{ verificato}$$

La verifica della struttura metallica di supporto viene eseguita con Easy Steel



12.11 FONDAZIONI ESTERNE SU PALI - SILOS

Si riportano di seguito le verifiche delle pressioni massime sui pali delle fondazioni esterne su pali di sostegno dei vari silos di stoccaggio:

Silo stoccaggio bicarbonato di sodio (CS105)

peso complessivo : 96,0 t

diametro: ϕ 347 cm

Silo stoccaggio carboni attivi (CM30)

peso complessivo : 14,2 t

diametro: ϕ 240 cm

Silo stoccaggio ceneri volanti (6CS7)

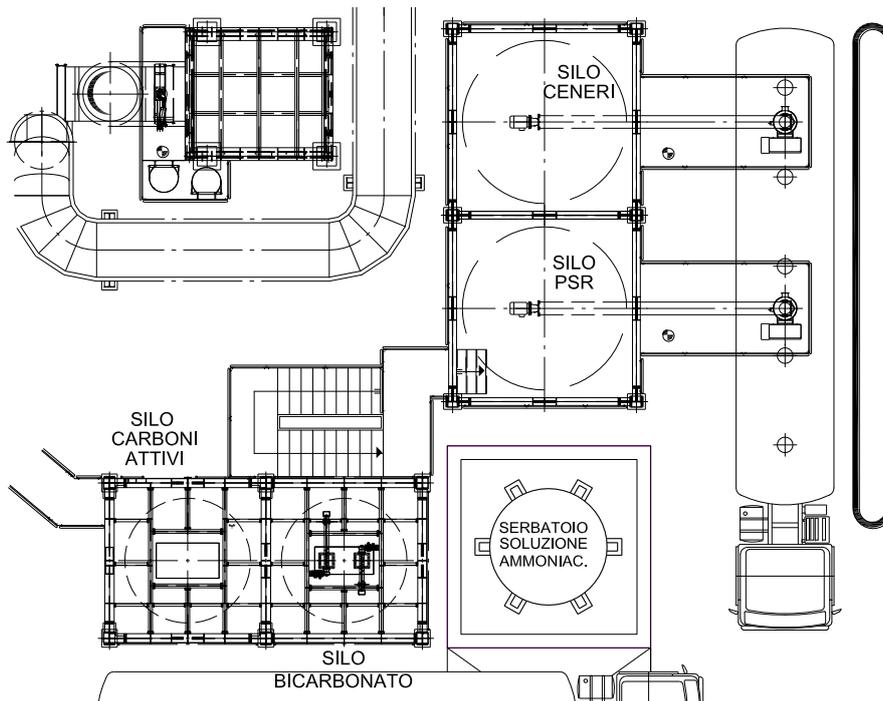
peso complessivo : 112,2 t

diametro: ϕ 461 cm

Silo stoccaggio PSR (CS90)

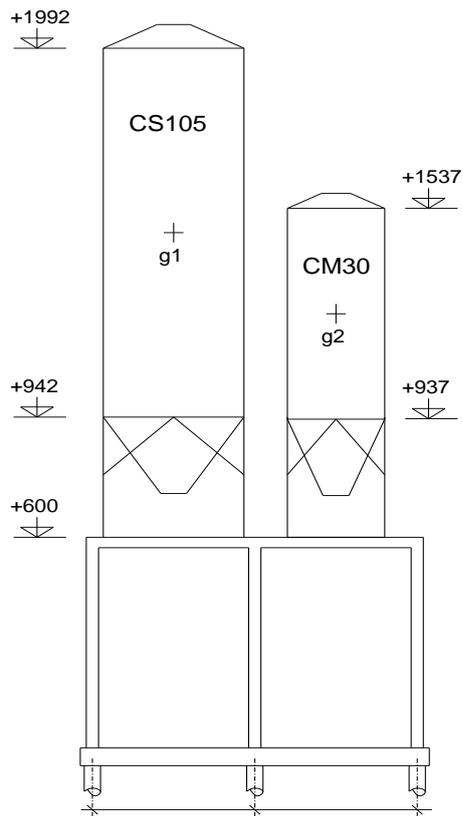
peso complessivo : 83,2 t

diametro: ϕ 347 cm



schema disposizione silos in pianta

Verifica fondazione su pali gruppo CS105 - CM30:



Per tutti i calcoli si assume una pressione di vento pari a 130 daN/m^2 e un coeff. $C_p = 0,8$ (strutture cilindriche), il sisma viene valutato con il metodo semplificato proposto dalle NTC assumendo uno spettro costante pari a $0,07 g$.

Si valutano da prima le forze che producono i massimi effetti ribaltanti per azione del vento e del sisma:

Vento

$$F_{V1} = 130 \times 0,8 \times 10,50 \times 3,47 = 3789 \text{ daN}$$

$$F_{V2} = 130 \times 0,8 \times 6,00 \times 2,40 = 1498 \text{ daN}$$

Sisma

$$F_{S1} = 96000 \times 0,07 = 6720 \text{ daN}$$

$$F_{S2} = 14200 \times 0,07 = 994 \text{ daN}$$

Il massimo effetto ribaltante è dovuto alle azioni sismiche:

$$M_{S1} = 6720 \times 14,70 = 98748 \text{ daNm}$$

$$M_{S2} = 994 \times 14,70 = 12326 \text{ daNm}$$

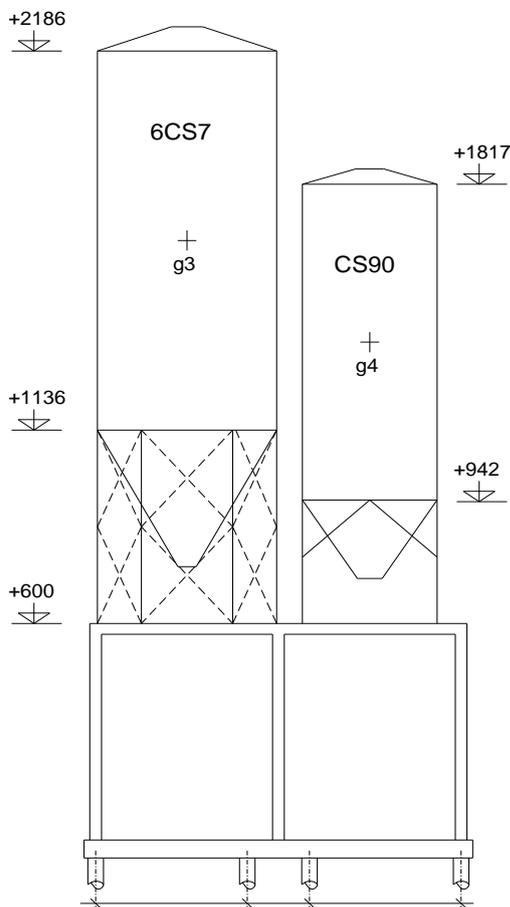
VERIFICA PALO PIU' CARICATO

$$N_p = [96000 / n.4 \text{ pali} + 98748 / (n. 2 \text{ pali} \times 4m)] + [14200 / n.4 \text{ pali} + 12326 / (n. 2 \text{ pali} \times 4m)]$$

$$N_p = 36343 + 5091 = 41434 \text{ daN}$$

dove: 4m indica l'interasse tra i pali di fondazione diam. 40 direzione ortogonale a quella del immagine sopra riportata.

Verifica fondazione su pali gruppo 6CS7 - CS90:



Si valutano da prima, anche in questo caso, le forze che producono i massimi effetti ribaltanti per azione del vento e del sisma:

Vento

$$F_{V1} = 130 \times 0,8 \times 10,50 \times 4,61 = 5034 \text{ daN}$$

$$F_{V2} = 130 \times 0,8 \times 8,75 \times 3,47 = 3158 \text{ daN}$$

Sisma

$$F_{S1} = 112200 \times 0,07 = 7854 \text{ daN}$$

$$F_{S2} = 83200 \times 0,07 = 5824 \text{ daN}$$

Il massimo effetto ribaltante è dovuto alle azioni sismiche:

$$M_{S1} = 7854 \times 16,61 = 130455 \text{ daNm}$$

$$M_{S2} = 5824 \times 13,80 = 80371 \text{ daNm}$$

VERIFICA DEI DUE PALI CENTRALI PIU' CARICATI

$$2 N_p = [112200 / n.4 \text{ pali} + 130455 / (n. 2 \text{ pali} \times 4,7\text{m})] + [83200 / n.4 \text{ pali} + 80371 / (n. 2 \text{ pali} \times 4,7\text{m})]$$

$$2 N_p = 41930 + 29350 = 71280 \text{ daN}$$

dove: 4,7m indica l'interasse tra i pali di fondazione diam. 40 direzione ortogonale a quella dell'immagine sopra riportata.

Su ciascuno dei pali centrali insistono ca 36,0 t

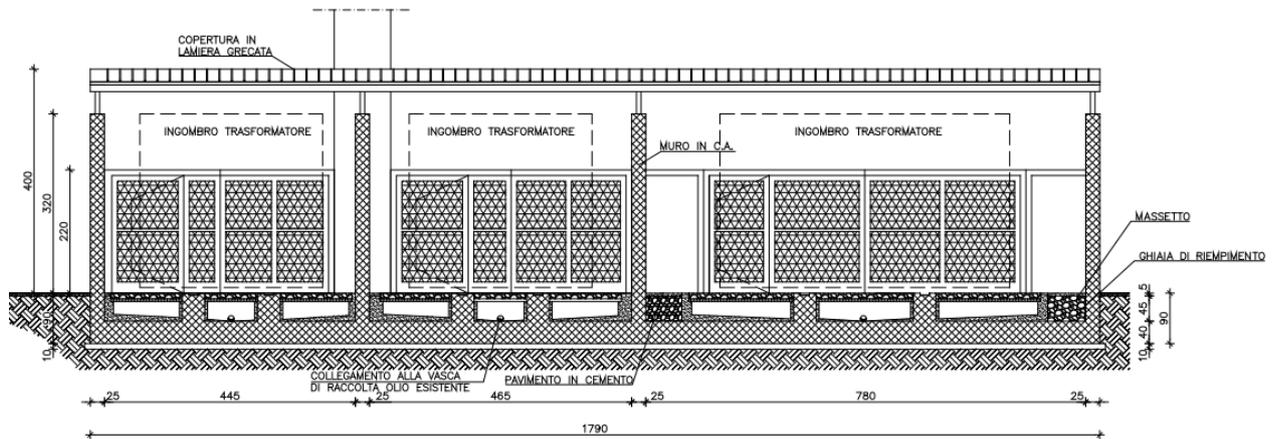
12.12 FONDAZIONI DIRETTE SUPERFICIALI

Si riportano di seguito le verifiche delle fondazioni superficiali esterne di tipo diretto, relative alla scala metalliche in Fe area trasformatori. In particolare viene valutato il carico limite in accordo a quanto dichiarato nella relazione geologico geotecnica.

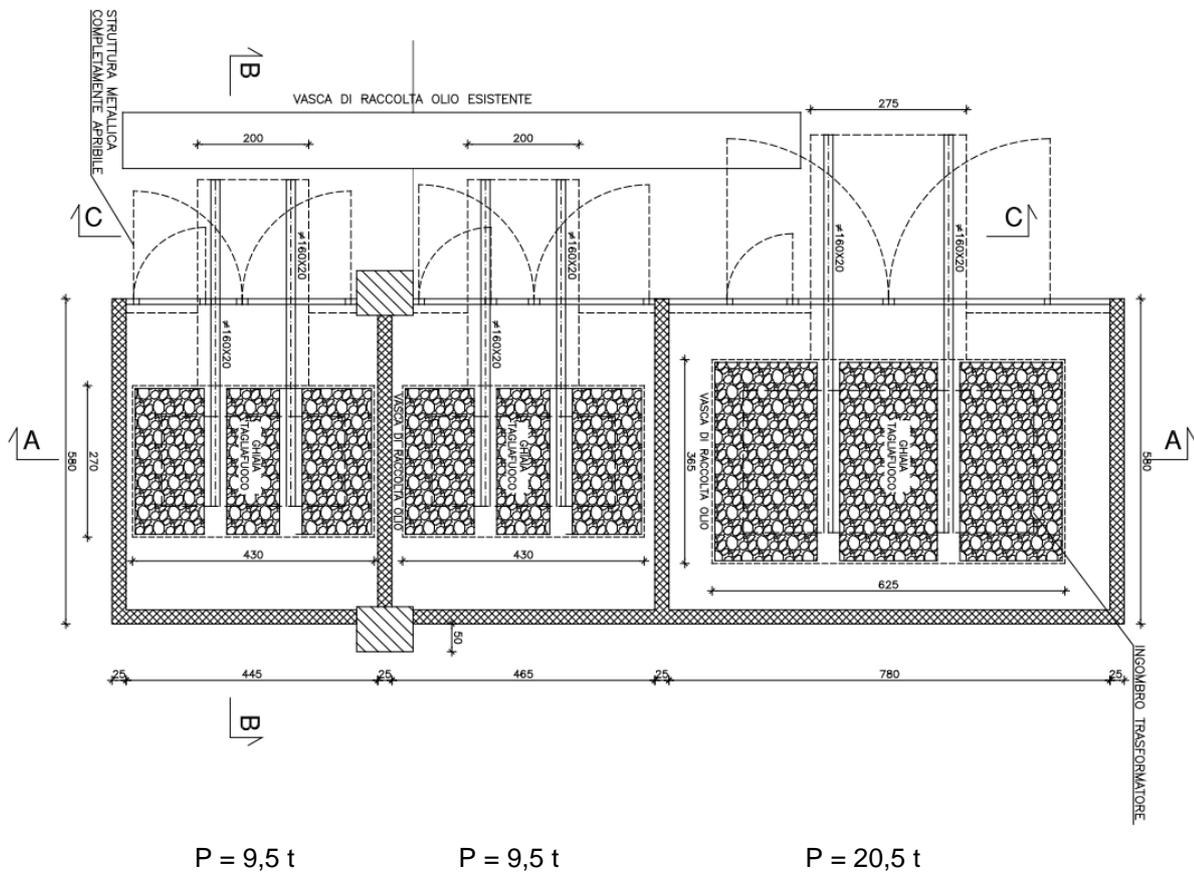
AREA TRASFORMATORI:

Trattasi di una platea di fondazione dello spessore 40 cm suddivisa in tre scomparti mediante muri divisori in c.a. sp. 25 cm. al suo interno saranno collocati tre nuovi trasformatori rispettivamente di peso pari a :

- n. 2 trasformatori da 9,5 t
- n. 1 trasformatore da 20,5 t



sezione longitudinale



pianta con indicazione pesi trasformatori

Verifica carico limite trasformatore da 9,5 t:

peso fondazione + pendenze + ghiaia e muretti:

$$P_f = (4,90 \times 5,80 \times 0,50) \times 2.500 \text{ daN/m}^3 = 35.525 \text{ daN}$$

peso muri in c.a.

$$P_m = (4,90 + 5,80 + 5,80/2) \times 0,25 \times 4,10 \times 2.500 \text{ daN/m}^3 = 34.850 \text{ daN}$$

peso copertura lamiera:

$$P_c = (4,90 \times 5,80) \times 40,0 \text{ daN/m}^2 = 1.140 \text{ daN}$$

neve copertura:

$$P_n = (4,90 \times 5,80) \times 48,0 \text{ daN/m}^2 = 1.365 \text{ daN}$$

peso trasformatore:

$$P_T = 9.500 \text{ daN}$$

carico limite valutato secondo approccio 1 comb. 2:

$$E_d = N_{TOT} / A$$

dove:

$$N_{TOT} = 1,0 \times [35.525 + 34.850 + 1.140] + 1,3 \times [9.500 + 1.365] = 71.515 + 14.125 = 85.640 \text{ daN}$$

$$A = 490 \times 580 = 284.200 \text{ cm}^2$$

sostituendo:

$$E_d = 85.640 / 284.200 = 0,30 \text{ daN/cm}^2$$

$$R_d = 4,60 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow E_d < R_d \text{ verifica soddisfatta}$$

Verifica carico limite trasformatore da 20,5 t:

peso fondazione + pendenze + ghiaia e muretti:

$$P_f = (8,00 \times 5,80 \times 0,50) \times 2.500 \text{ daN/m}^3 = 58.000 \text{ daN}$$

peso muri in c.a.

$$P_m = (8,00 + 5,80 + 5,80/2) \times 0,25 \times 4,10 \times 2.500 \text{ daN/m}^3 = 42.794 \text{ daN}$$

peso copertura lamiera:

$$P_c = (8,00 \times 5,80) \times 40,0 \text{ daN/m}^2 = 1.856 \text{ daN}$$

neve copertura:

$$P_c = (8,00 \times 5,80) \times 48,0 \text{ daN/m}^2 = 2.230 \text{ daN}$$

peso trasformatore:

$$P_T = 20.500 \text{ daN}$$

crico limite valutato secondo approccio 1 comb. 2:

$$E_d = N_{TOT} / A$$

dove:

$$N_{TOT} = 1,0 \times [58.000 + 42.794 + 1.856] + 1,3 \times [20.500 + 2.228] = 102.650 + 29.547 = 132.197 \text{ daN}$$

$$A = 800 \times 580 = 464.000 \text{ cm}^2$$

sostituendo:

$$E_d = 132.197 / 284.200 = 0,28 \text{ daN/cm}^2$$

$$R_d = 4,60 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow E_d < R_d \text{ verifica soddisfatta}$$

FONDAZIONE SCALA:

Si riporta la verifica di una delle fondazioni della scala metallica di emergenza a Nord:

valutazione peso scala:

- grigliato	30 daN/m ²
- cosciali UPN 180	22 daN/m
- parapetti	25 daN/m
- montanti HEA200	42 daN/m

Larghezza rampa scala 1,30 m per un ingombro in pianta complessivo di 2,80 x 5,40 m.

Il peso della scala a ml per rampa risulta: $[30 \times 1,2 + 22 \times 2 + 25 \times 2] / 1,2 = 110$ daN/m

Il peso complessivo della scala risulta: $[110 \times n.2 \text{ piani} \times 2,8 \times 5,4] + 4 \times 6,0 \times 42,0 = 4.335$ daN

accidentale (100 daN/m²) : $[100 \times n.2 \text{ piani} \times 2,8 \times 5,4] = 3.024$ daN

peso fondazione : $[3,0 \times 6,0 \times 0,40] \times 2.500 \text{ daN/m}^3 = 18.000$ daN

crico limite valutato secondo approccio 1 comb. 2:

$$E_d = N_{TOT} / A$$

dove:

$$N_{TOT} = 1,0 \times (18.000 + 4.335) + 1,3 \times 3.024 = 26.266 \text{ daN}$$

$$A = 300 \times 600 = 180.000 \text{ cm}^2$$

$$E_d = 26.266 / 180.000 = 0,15 \text{ daN /cm}^2$$

$$R_d = 5,32 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow E_d < R_d \text{ verifica soddisfatta}$$