

SPETT.LE
COMUNE DI FERRARA
SERVIZIO QUALITA' EDILIZIA
U.O. SISMICA E RISPARMIO ENERGETICO
C.A.
RESPONSABILE UFFICIO SISMICA
ING. SIMONE MONARI

SPETT.LE
U.O. PUA
ARCH. BARBARA BONORA

**OGGETTO: TRASMISSIONE integrazioni pratica sismica protocollata in data
18/10/2018 con P.G. 129278 - P.R. 3146**

INDIRIZZO: Via Bologna s.n.c. - Ferrara

Sommario

Completezza formale.....	3
PUNTO 1.....	3
PUNTO 2.....	3
PUNTO 3.....	3
PUNTO 3.1.....	3
PUNTO 3.2.a.....	4
PUNTO 3.2.b.....	4
PUNTO 3.2.c.....	6
PUNTO 3.3.....	10
PUNTO 4.....	10
PUNTO 4.1.....	10
PUNTO 4.2.....	11
PUNTO 4.3.....	12
PUNTO 4.4.....	12
PUNTO 4.5.....	17

PUNTO 4.6.....	17
PUNTO 4.7.....	20
PUNTO 4.8.....	21
PUNTO 5.....	23
PUNTO 5.1.....	23
PUNTO 5.2.....	25
PUNTO 5.3.....	27
PUNTO 5.4.....	27
PUNTO 5.5.....	27
PUNTO 5.6.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
PUNTO 5.7.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
PUNTO 5.8.....	Errore. Il segnalibro non è definito. 3
PUNTO 5.9.....	Errore. Il segnalibro non è definito. 44
PUNTO 5.10.....	Errore. Il segnalibro non è definito. 44
PUNTO 5.11.....	475
PUNTO 6.....	48
PUNTO 6.1.....	48
PUNTO 6.2.....	48
PUNTO 6.3.....	53
PUNTO 6.4.....	54
PUNTO 7.....	73

In relazione alla richiesta di integrazioni e chiarimenti di cui all'oggetto si trasmettono le seguenti integrazioni:

Completezza formale

- Si trasmette ulteriore copia cartacea degli elaborati di progetto dal 4 al 27
- Si trasmette copia controfirmata degli elaborati 4, 8, 9, 11, 12

PUNTO 1

Si allega copia datata dell'atto di affidamento tale da giustificare, ai sensi dell'art. 2 delle NTC18, l'utilizzo delle NTC08.

PUNTO 2

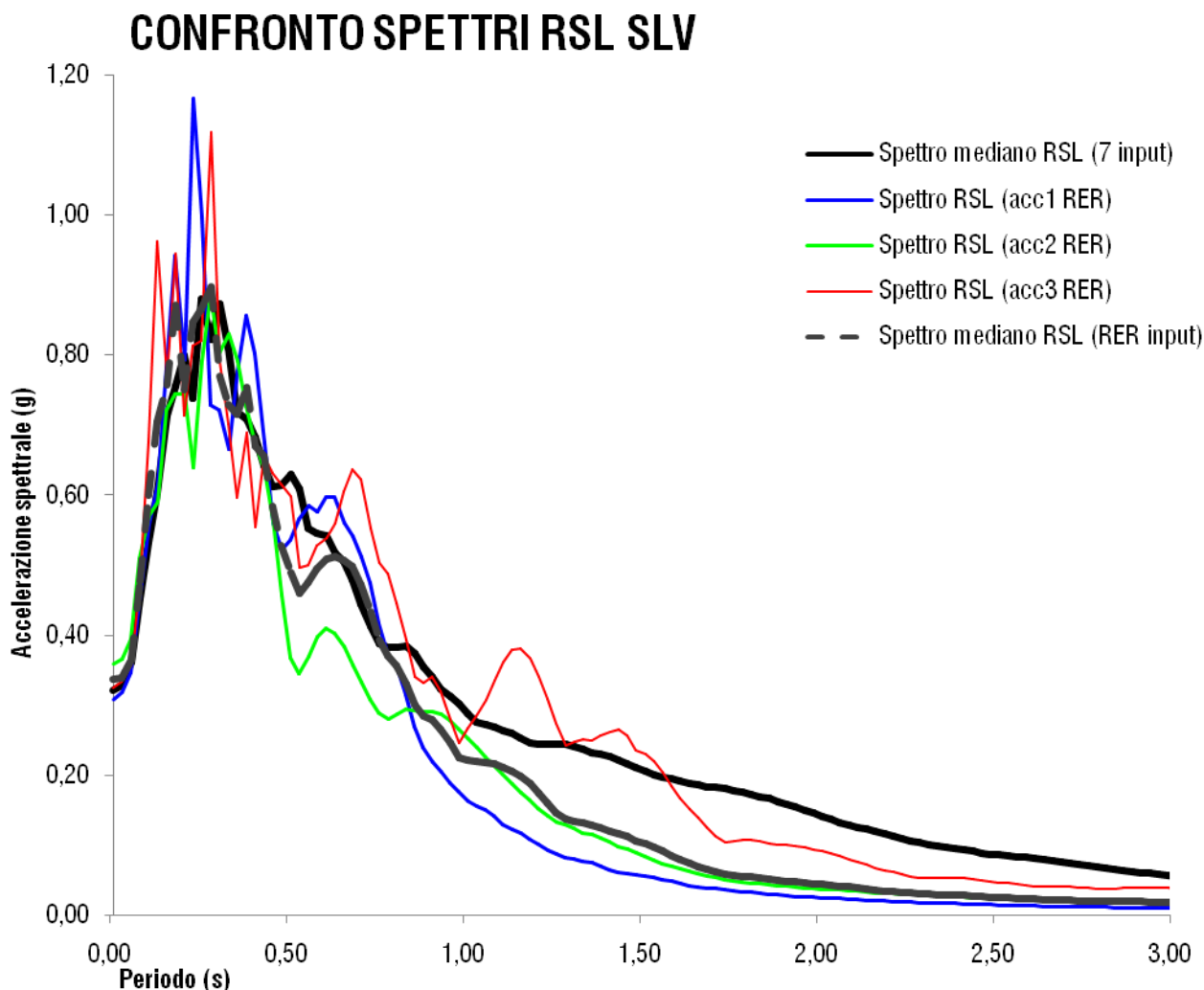
Per la mitigazione del fenomeno di liquefazione osservato in corrispondenza del limite NE dell'area di sedime del futuro fabbricato è stata predisposta l'esecuzione di colonne di ghiaia vibro-compattate CGV. La formazione di tali elementi rigidi (colonne di ghiaia) agirà attivamente contribuendo alla riduzione dello sforzo di taglio ciclico (CSR) all'interno del sottosuolo tratto, comportando decremento del potenziale di liquefazione in superficie (Priebe 1995). Per i dettagli della progettazione si veda l'elaborato "Dimensionamento intervento di riduzione del rischio di liquefazione mediante realizzazione di colonne di ghiaia vibro-compattate CGV per la realizzazione del nuovo Centro Unificato" allegato. Si ribadisce che l'effetto drenante delle colonne di ghiaia non è stato considerato all'interno del dimensionamento eseguito per la mitigazione del rischio di liquefazione. Per quel che concerne i cedimenti differenziali post-liquefazione, trattando il terreno con le colonne di ghiaia CGV così come dimensionate, il rischio di liquefazione risulterà mitigato come, di conseguenza, gli effetti co-sismici annessi. In riferimento ai cedimenti di consolidazione differenziali, come dimostrato nella relazione di dimensionamento geotecnico allegata, le colonne di ghiaia non immorsandosi su terreni compatti non contribuiranno a un eccessivo decremento del cedimento locale dei plinti consolidati rispetto al decorso dei cedimenti al quale i restanti plinti non consolidati saranno soggetti.

PUNTO 3

PUNTO 3.1.

In sede di verifica preliminare per conformità urbanistica dell'area, si era proceduto alla verifica del fenomeno di liquefazione considerando gli esiti di specifica analisi RSL eseguita utilizzando il set accelerometrico fornito dalla Regione Emilia Romagna in accordo con DGR 2193/15. In sede di progettazione esecutiva, a seguito dell'esecuzione di ulteriori indagini geognostiche, si è reso possibile integrare le analisi del rischio di liquefazione alla luce di nuove verticali d'indagine. Per poter comparare le nuove verifiche rispetto a quelle precedenti si è ritenuto ragionevole adottare come input sismico quello derivante dall'analisi RSL eseguita in precedenza con il set accelerometrico (n. 3 accelerogrammi) fornito dalla RER e non secondo 7 nuovi accelerogrammi come richiesto dalla normativa NTC 2008.

Nonostante ciò, a titolo di confronto, è stata eseguita nuovamente l'analisi RSL utilizzando n. 7 accelerogrammi scalati per il sito, prelevati dalla banca dati dell'European Motion Database attraverso il software REXEL. Si illustrano successivamente gli spettri ottenuti e confrontati con gli esiti della precedente analisi RSL. Tutti i restanti input utilizzati per la precedente analisi RSL sono stati mantenuti invariati.



Il confronto tra le forme spettrali ottenute dimostra che l'impiego dello spettro RSL derivato per il terzo input fornito dalla RER definisce il valore più cautelativo dal quale ricavare l'azione sismica di progetto

PUNTO 3.2.a.

ASPETTI GEOLOGICI:

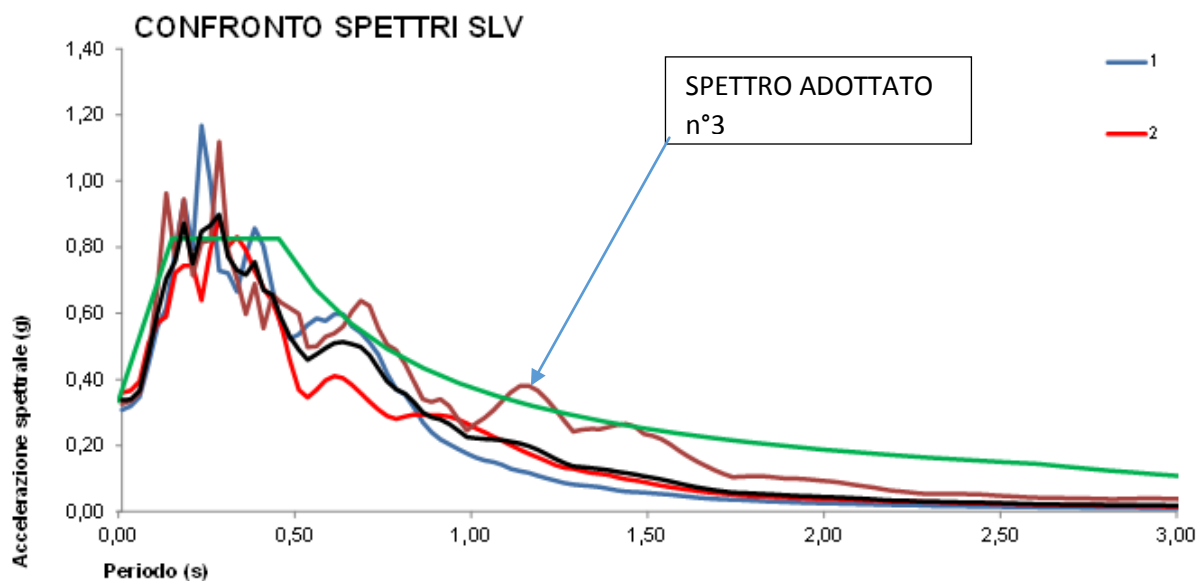
Nessuna risposta in quanto già integrata nel punto 3.2.b.

PUNTO 3.2.b.

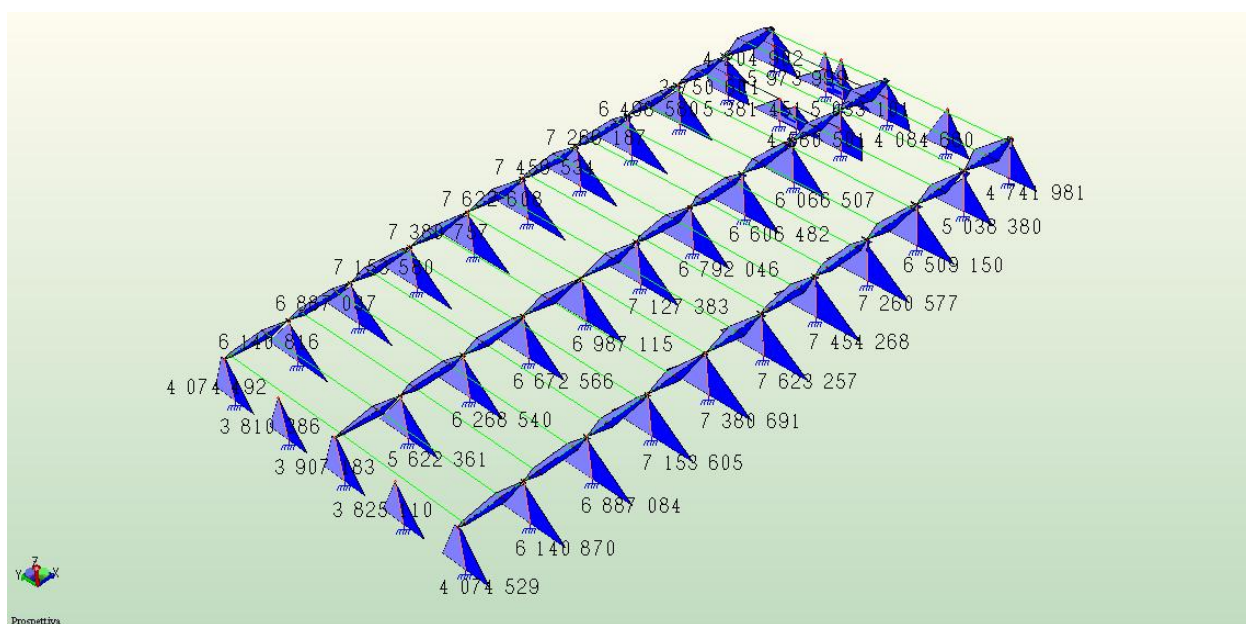
ASPETTI RELATIVI ALL'APPLICAZIONE DELLA RSL ALLE STRUTTURE IN ELVAZIONE

Di seguito si riportano gli spettri di risposta elastici in accelerazione derivanti dalla analisi della risposta sismica locale di un gruppo di n. 3 accelerogrammi.

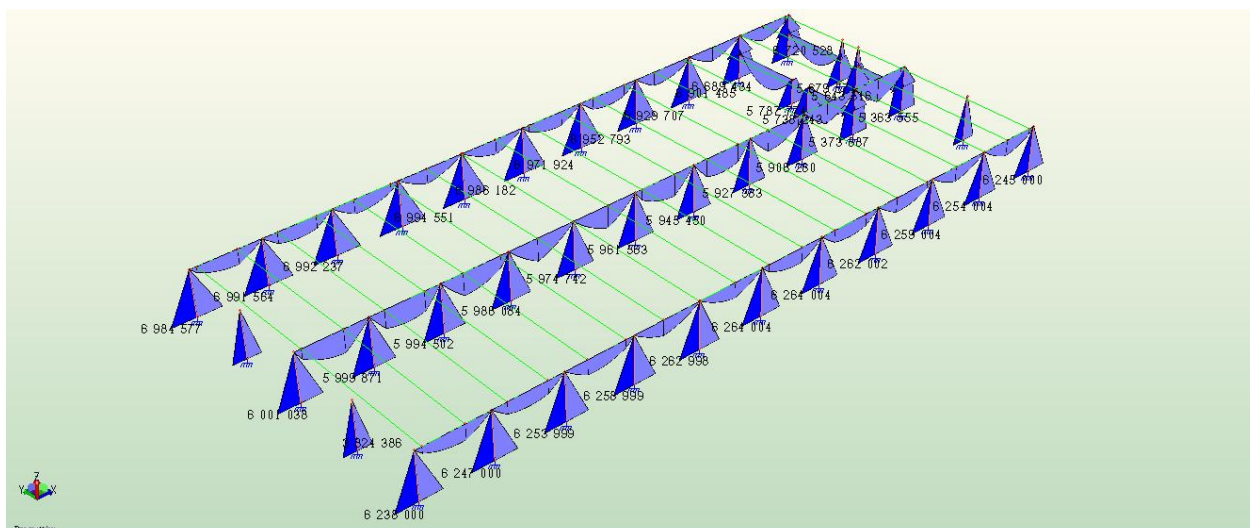
Di questi si tiene in considerazione quello più sfavorevole (Spettro n. 3)



Adottando lo spettro n. 3, che è quello più gravoso per il tipo di struttura, e applicandolo alla analisi dinamica lineare si ottengono le seguenti sollecitazioni:



Momento sollecitante alla base dei pilastri agli SLV con spettro derivante da RSL spettro n. 3 con sisma in Y



Momento sollecitante alla base dei pilastri agli SLV con spettro derivante da RSL spettro n. 3 con sisma in X

Confrontandole con le sollecitazioni ottenute considerando lo spettro di risposta previsto normativamente per il terreno di categoria C si può notare che queste ultime sono maggiori del 27%.

Analogamente è stata effettuata la verifica agli spostamenti per gli SLE ed in particolare allo SLD e SLO. È risultato che gli spostamenti sono maggiori considerando lo spettro di risposta generico per terreno di categoria C.

Quindi a favore di sicurezza la struttura è stata dimensionata facendo riferimento agli spettri di risposta generici riferiti al terreno di categoria C.

PUNTO 3.2.c.

ASPETTI RELATIVI ALL'APPLICAZIONE DELA RSL ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

L'adozione dello spettro più sfavorevole, per i periodi del capannone, non provoca cambiamenti dimensionali per le strutture di fondazione in quanto le sollecitazioni da esso prodotte sono inferiori.

In particolare, a dimostrazione di tale considerazione, si effettua una seconda modellazione di calcolo adottando lo spettro più sfavorevole per la costruzione (il n°3) e per tali sollecitazioni si mostra come in realtà per la costruzione in esame sia più a favore di sicurezza adottare lo spettro da normativa. Pertanto come di seguito evidenziato, i calcoli e i dimensionamenti proposti nelle relazioni calcolo depositate in istanza di autorizzazione sismica rimangono invariati.

Passo 3

Parametri e fattori spettri

S.L.	ag	eta	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.077	1.0	1.500	2.570	0.962	0.146	0.437	1.908
SLD	0.099	1.0	1.500	2.570	1.094	0.146	0.437	1.998
SLV	0.254		1.324	2.470	1.680	0.153	0.458	2.615
SLC	0.281		1.286	2.450	1.754	0.153	0.458	2.725
Verticale per tutti:			1.000			0.050	0.150	1.000

Risposta Sismica Locale ☒
 File RSL...
 Informa...

Fattore di struttura
 q x-x: 1.5 q y-y: 1.5 q z-z: 1.5
 Aiuto...

Edifici isolati
 periodo Tis: 2.0 Smorz. esi: 10.0

Classe di duttilità
☐ Alta ☐ Bassa

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Risposta Sismica Locale

Input file spettro

Nome file tipo: \05 - integrazioni sismica\risposta sismica locale\RSL_3_q15_v_x.txt
 Sfogliare...
 Esempio: RSL_Arpino_V_X, fileRoma_D_Z

File spettro individuati

	Dir. X	Dir. Y	Dir. Z
SLO	☐	☐	☐
SLD	☐	☐	☐
SLV	☒	☒	☐
SLC	☐	☐	☐

NOTA: indicare uno dei 12 file spettro. I restanti saranno individuati automaticamente. In sostituzione dei file mancanti, se richiesto, si adotterà lo spettro di normativa.

I parametri eta e q non modificano i valori dei file spettro ma solo lo spettro di normativa.

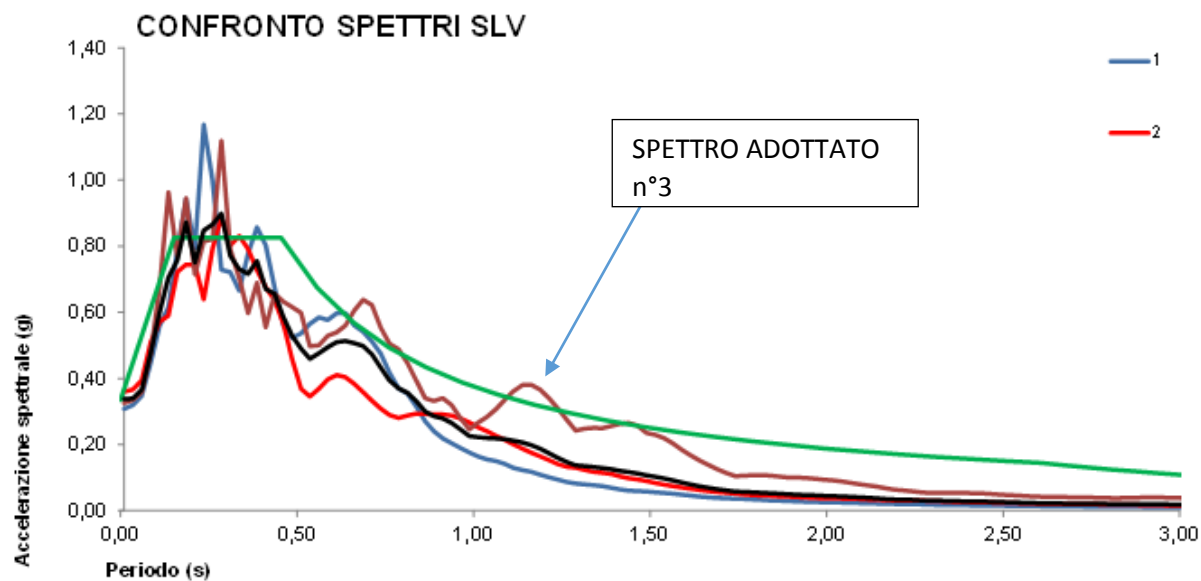
OK Annulla

RSL SLV

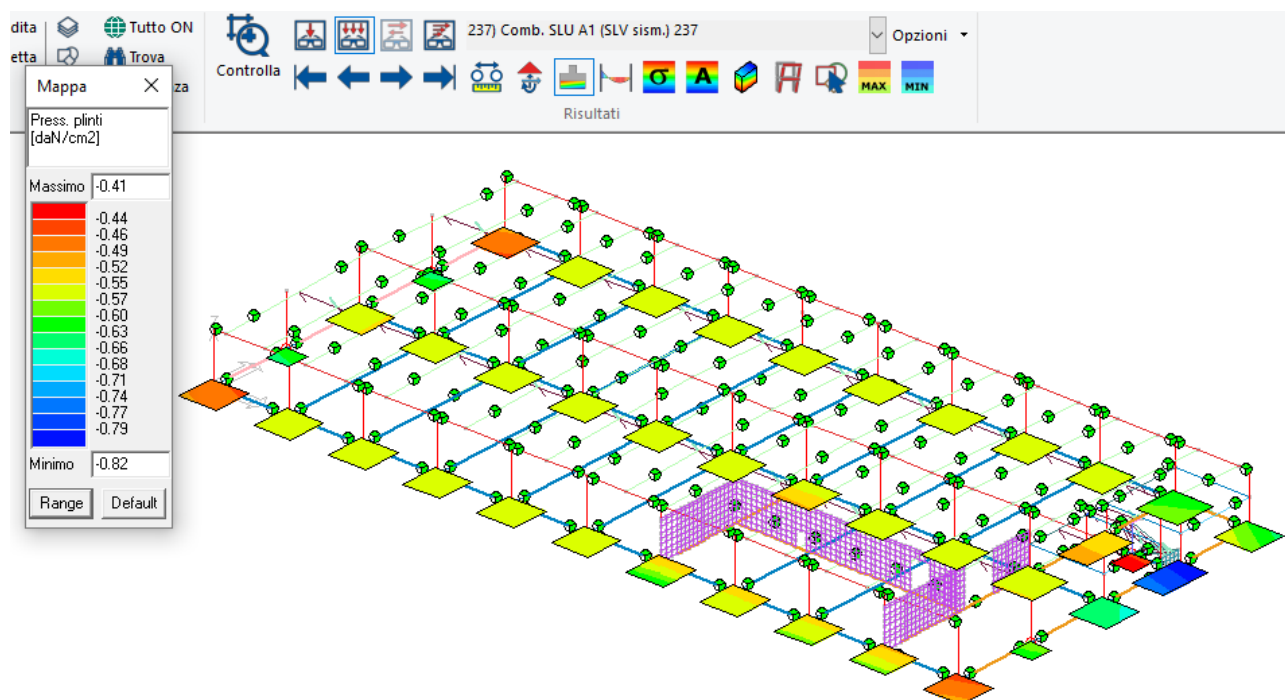
T	1	2	3				
0,01	0,31	0,36	0,33	0,36	0,78	0,79	0,60
0,04	0,32	0,37	0,33	0,39	0,86	0,73	0,69
0,06	0,35	0,39	0,36	0,41	0,80	0,68	0,56
0,09	0,45	0,51	0,48	0,44	0,67	0,64	0,66
0,11	0,56	0,57	0,68	0,46	0,56	0,56	0,63
0,14	0,62	0,59	0,96	0,49	0,52	0,46	0,62
0,16	0,78	0,72	0,77	0,51	0,54	0,37	0,60
0,19	0,94	0,74	0,95	0,54	0,57	0,35	0,50
0,21	0,79	0,74	0,71	0,56	0,58	0,37	0,50
0,24	1,17	0,64	0,81	0,59	0,58	0,40	0,53
0,26	1,00	0,79	0,82	0,61	0,60	0,41	0,54
0,29	0,73	0,89	1,12	0,64	0,60	0,40	0,56
0,31	0,72	0,80	0,79	0,66	0,56	0,38	0,61
0,34	0,67	0,83	0,70	0,69	0,54	0,36	0,64
				0,71	0,51	0,33	0,62

0,74	0,48	0,31	0,55	1,99	0,03	0,04	0,09
0,76	0,42	0,29	0,50	2,02	0,02	0,04	0,09
0,79	0,37	0,28	0,49	2,04	0,02	0,04	0,09
0,81	0,35	0,29	0,45	2,07	0,02	0,04	0,08
0,84	0,31	0,29	0,39	2,09	0,02	0,04	0,08
0,86	0,27	0,29	0,34	2,12	0,02	0,03	0,08
0,89	0,24	0,29	0,33	2,14	0,02	0,03	0,07
0,91	0,22	0,29	0,34	2,17	0,02	0,03	0,07
0,94	0,20	0,29	0,32	2,19	0,02	0,03	0,06
0,96	0,19	0,28	0,28	2,22	0,02	0,03	0,06
0,99	0,18	0,27	0,25	2,24	0,02	0,03	0,06
1,01	0,16	0,25	0,27	2,27	0,02	0,03	0,06
1,04	0,16	0,24	0,28	2,29	0,02	0,03	0,05
1,06	0,15	0,23	0,31	2,32	0,02	0,03	0,05
1,09	0,14	0,21	0,33	2,34	0,02	0,03	0,05
1,11	0,13	0,20	0,36	2,37	0,02	0,03	0,05
1,14	0,12	0,19	0,38	2,39	0,02	0,03	0,05
1,16	0,12	0,18	0,38	2,42	0,02	0,03	0,05
1,19	0,11	0,16	0,37	2,44	0,02	0,02	0,05
1,21	0,10	0,15	0,34	2,47	0,02	0,02	0,05
1,24	0,09	0,14	0,31	2,49	0,01	0,02	0,05
1,26	0,09	0,13	0,27	2,52	0,01	0,02	0,05
1,29	0,08	0,13	0,24	2,54	0,01	0,02	0,05
1,31	0,08	0,12	0,25	2,57	0,01	0,02	0,04
1,34	0,08	0,12	0,25	2,59	0,01	0,02	0,04
1,36	0,07	0,11	0,25	2,62	0,01	0,02	0,04
1,39	0,07	0,11	0,26	2,64	0,01	0,02	0,04
1,41	0,06	0,10	0,26	2,67	0,01	0,02	0,04
1,44	0,06	0,10	0,27	2,69	0,01	0,02	0,04
1,46	0,06	0,09	0,26	2,72	0,01	0,02	0,04
1,49	0,06	0,09	0,23	2,74	0,01	0,02	0,04
1,51	0,06	0,08	0,23	2,77	0,01	0,02	0,04
1,54	0,05	0,08	0,22	2,79	0,01	0,02	0,04
1,56	0,05	0,07	0,20	2,82	0,01	0,02	0,04
1,59	0,05	0,07	0,18	2,84	0,01	0,02	0,04
1,61	0,05	0,07	0,17	2,87	0,01	0,02	0,04
1,64	0,04	0,06	0,15	2,89	0,01	0,02	0,04
1,66	0,04	0,06	0,14	2,92	0,01	0,02	0,04
1,69	0,04	0,06	0,13	2,94	0,01	0,02	0,04
1,72	0,04	0,05	0,11	2,97	0,01	0,02	0,04
1,74	0,04	0,05	0,10	2,99	0,01	0,02	0,04
1,77	0,04	0,05	0,11	3,02	0,01	0,01	0,04
1,79	0,03	0,05	0,11	3,04	0,01	0,01	0,04
1,82	0,03	0,05	0,11	3,07	0,01	0,01	0,04
1,84	0,03	0,04	0,11	3,09	0,01	0,01	0,04
1,87	0,03	0,04	0,10	3,12	0,01	0,01	0,04
1,89	0,03	0,04	0,10	3,14	0,01	0,01	0,04
1,92	0,03	0,04	0,10	3,17	0,01	0,01	0,04
1,94	0,03	0,04	0,10				
1,97	0,03	0,04	0,10				

3,19	0,01	0,01	0,03	3,27	0,01	0,01	0,03
3,22	0,01	0,01	0,03	3,29	0,01	0,01	0,03
3,24	0,01	0,01	0,03	3,32	0,01	0,01	0,03



La pressione massima in combinazione sismica si ha in combinazione SLV237 e rimane nei limiti previsti in relazione alla portanza del terreno.



PRESSIONE MAX. SU TERRENO IN COMB. Comb. SLV = daN/cm q 0.82 < 1.38 daN/cm q → Verificato

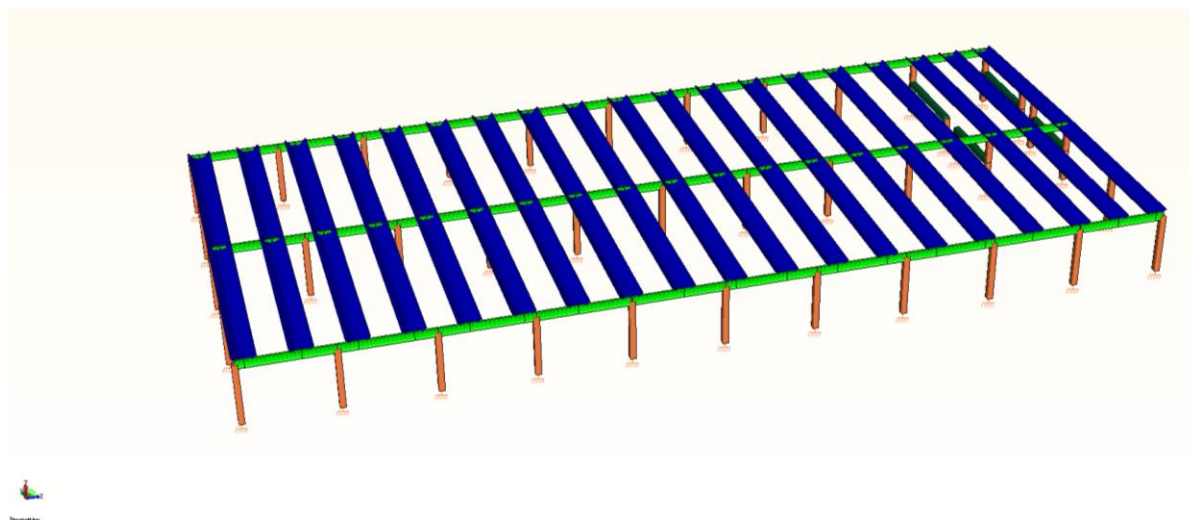
PUNTO 3.3.

Si allega dichiarazione del Committente che attesta che la vasca non è funzionalmente connessa al fabbricato principale e pertanto si giustifica l'utilizzo della classe d'uso II anziché IV con la rispettiva vita nominale.

PUNTO 4

PUNTO 4.1.

La struttura sismoresistente del capannone viene schematizzata dal modello tridimensionale rappresentato nella figura sottostante.



Modello per analisi dinamica lineare

I pilastri sono incastrati alla base, le travi di bordo e di spina di colore verde, che corrono lungo l'asse x, sono incernierate alla sommità dei pilastri. In direzione y questi tre telai sono collegati dalle travi alari in calcestruzzo incernierate alle estremità in corrispondenza dell'appoggio delle stesse alle travi di bordo e di spina. Le travi alari sono quindi schematizzate come bielle che collegano tra loro i telai che corrono in direzione x.

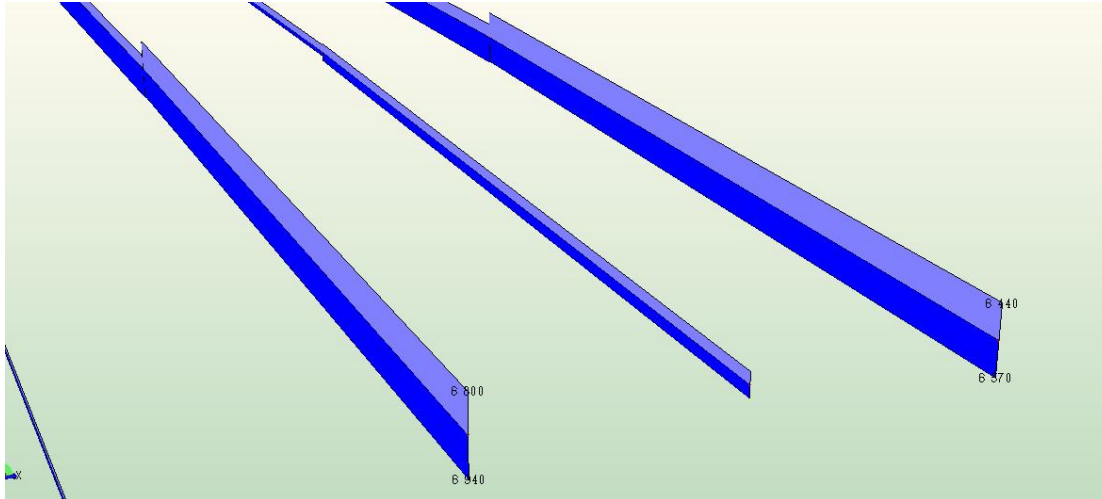
Facendo riferimento al punto 7.4.5.1 delle nuove NTC 2018 la tipologia strutturale è la seguente: "struttura con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati". Il fattore di struttura per tale tipologia è $q_0=2,5$.

Facendo riferimento invece alle NTC 2008 al punto 7.4.3.2 e alla circolare n. 617 al punto C7.4.5.1.1 tale struttura si identifica chiaramente come "struttura a telaio con collegamenti a cerniera". Il fattore di struttura per tale tipologia è $q_0=3$.

Tuttavia, considerando l'importanza strategica dell'edificio e che i collegamenti tra i telai costituiti dalle bielle in direzione y non sono collocati esattamente in corrispondenza dei pilastri, il fattore di struttura utilizzato per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale, a favore di sicurezza, è quello minimo previsto per qualsiasi tipo di struttura dissipativa: $q=1,5$.

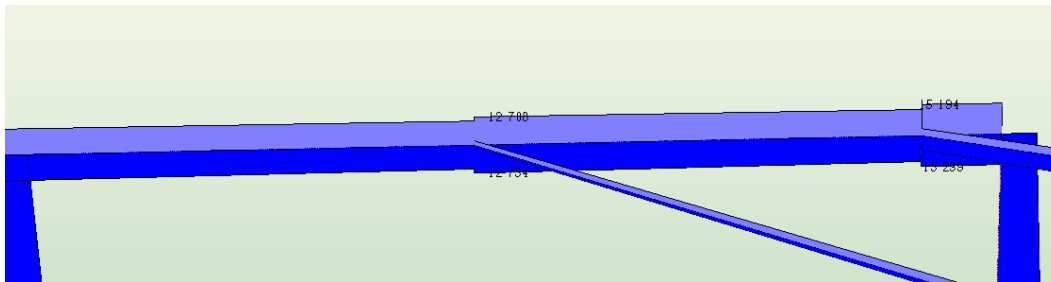
L'effetto del momento ribaltante a cui è soggetta la trave ad I, e quindi il fissaggio tra la trave stessa ed il pilastro, in caso di sisma in direzione trasversale è stato considerato nel successivo punto 5.4.

I tegoli alari, che in caso di sisma hanno la funzione di legare trasversalmente i telai, sono soggetti ad un carico assiale che può essere alternativamente di trazione o di compressione. La rigidità assiale di tali travi, paragonata alla rigidità flessionale dei pilastri, è molto maggiore. Pertanto dai risultati derivanti dalla analisi dinamica lineare il valore del carico assiale a cui questi elementi sono soggetti è relativamente basso. (circa 7000 kgf come viene successivamente evidenziato dai risultati della analisi dinamica lineare)



Dividendo la forza assiale per la sezione reagente delle travi si ottiene uno sforzo di trazione\compressione di 2,69kg/cmq. Considerato che in condizioni sismiche le travi a flessione sono sollecitate alla metà del loro tasso di lavoro a causa dell'assenza del carico neve e che gli sforzi aggiuntivi sono estremamente bassi si ritiene tale effetto trascurabile e che la trave risulti verificata sotto l'azione combinata di tali carichi.

La stessa verifica è stata effettuata per le travi ad I



Forza assiale di trazione/compressione = 15240

Dividendola per l'area reagente si ottiene: $\sigma_c = 5.86 \text{ kg/cm}^2$.

Considerato che in condizioni sismiche le travi a flessione sono sollecitate alla metà del loro tasso di lavoro a causa dell'assenza del carico neve e che gli sforzi aggiuntivi sono estremamente bassi si ritiene tale effetto trascurabile e che la trave risulti verificata sotto l'azione combinata di tali carichi.

PUNTO 4.2.

La struttura viene quindi considerata dissipativa, dove il meccanismo di dissipazione energetica è associato prevalentemente allo sviluppo delle rotazioni plastiche alla base dei pilastri. A tal proposito

Integrazioni

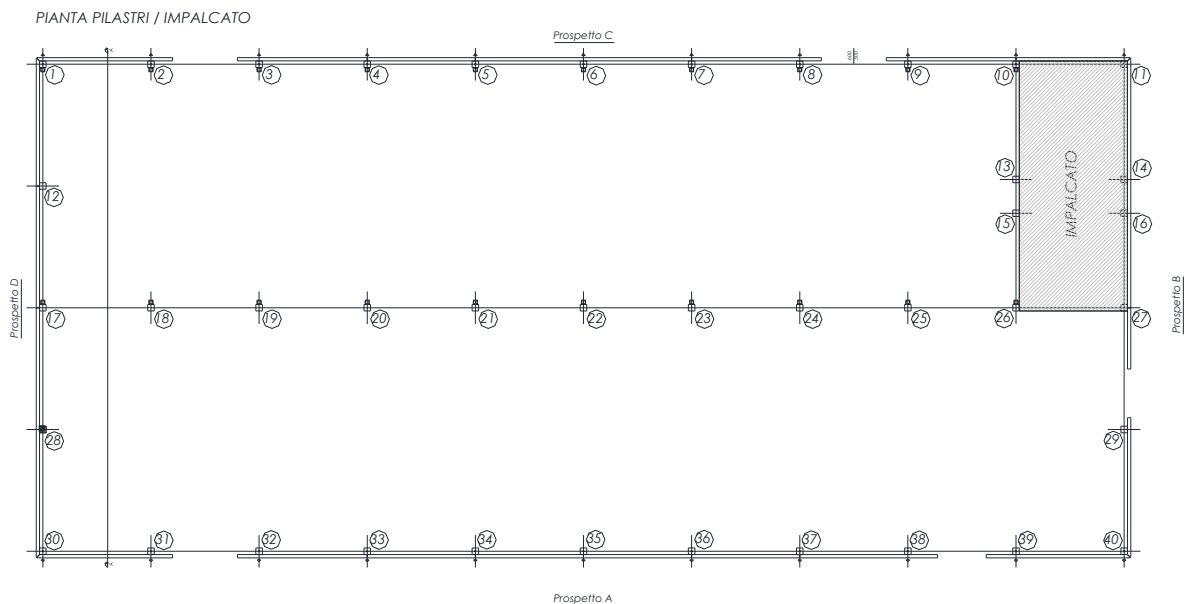
il vincolo alla base dei pilastri è stato studiato per realizzare un incastro perfetto con la fondazione (collegamento di tipo b), mentre i collegamenti a cerniera degli orizzontamenti sono collegamenti di tipo a). Per lo studio specifico dei collegamenti di tipo a) in accordo con il criterio della gerarchia delle resistenze si rimanda a pag. 123 e 130 della relazione di calcolo della struttura prefabbricata, mentre quello di tipo b) verrà descritto al successivo punto 5).

PUNTO 4.3.

L'orizzontamento di copertura è considerato deformabile, mentre quello dell'impalcato rigido, poiché gli elementi che costituiscono tale orizzontamento verranno legati e solidarizzati da un getto di calcestruzzo armato dello spessore di 7cm.

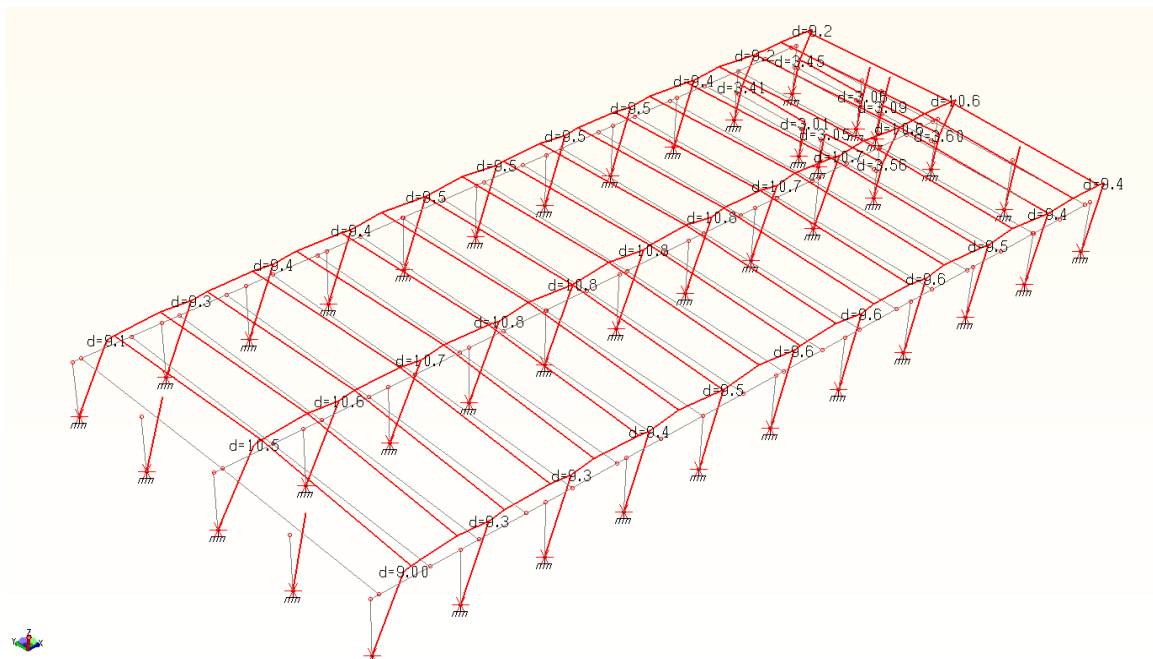
PUNTO 4.4.

Valutazione delle non linearità geometriche e definizione del fattore θ per ciascun orizzontamento.

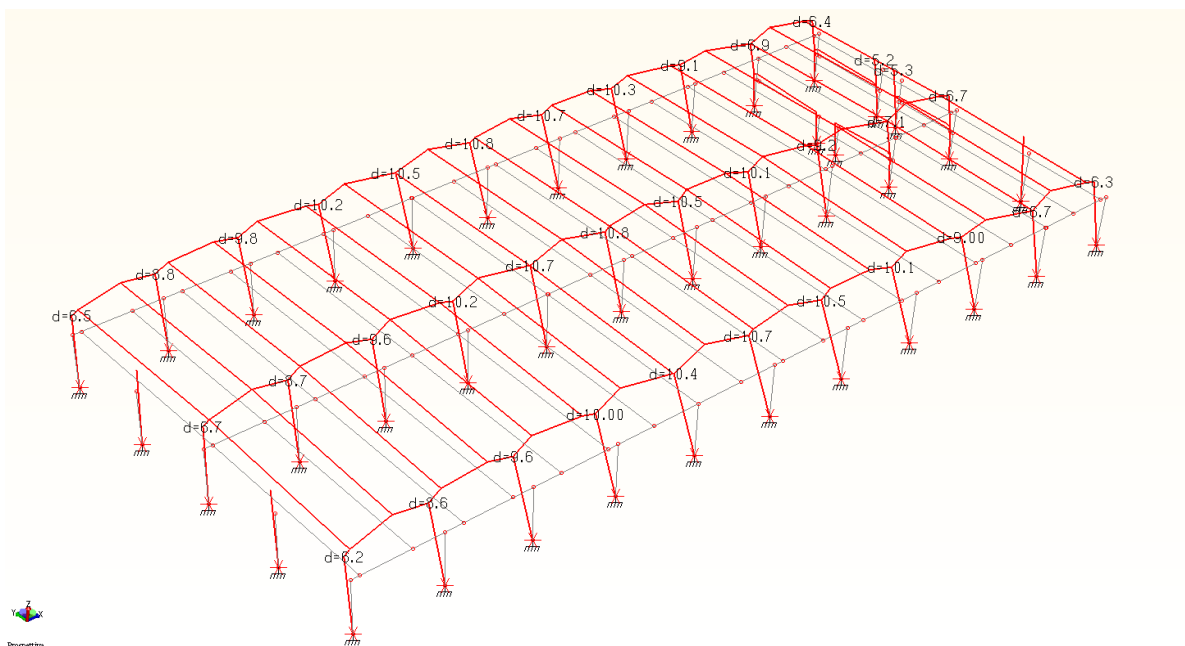


Spostamenti agli SLV in direzione X

Integrazioni



Spostamenti agli SLV in direzione Y



Calcolo del fattore θ per i pilastri a tutta altezza.

COMBINAZIONE S.L.V. SISMA Ex + 0,3 Ey						
nodì	P [kg]	dr [cm]	V [kg]	h [cm]	θ	1/ 1- θ
1	22.800	9,10	12.105	680	0,025	
2	33.990	9,30	12.105	680	0,038	
3	33.990	9,40	12.105	680	0,039	
4	33.990	9,40	12.105	680	0,039	
5	34.800	9,50	12.105	680	0,040	

Integrazioni

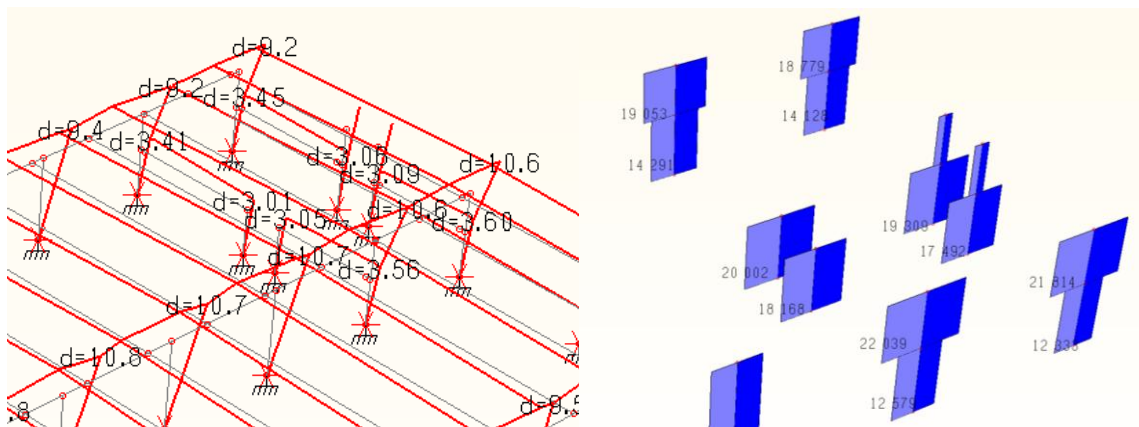
6	34.030	9,50	12.105	680	0,039	
7	33.990	9,50	12.005	680	0,040	
8	33.990	9,50	12.005	680	0,040	
9	34.040	9,40	12.006	680	0,039	
17	36.170	10,50	12.904	680	0,043	
18	55.070	10,60	12.904	680	0,067	
19	55.070	10,70	12.905	680	0,067	
20	55.070	10,80	12.905	680	0,068	
21	56.690	10,80	12.905	680	0,070	
22	55.160	10,80	12.805	680	0,068	
23	55.070	10,80	12.805	680	0,068	
24	55.070	10,70	12.805	680	0,068	
25	55.180	10,70	12.705	680	0,068	
30	22.800	9,00	12.100	680	0,025	
31	33.990	9,30	12.100	680	0,038	
32	33.990	9,30	12.100	680	0,038	
33	33.990	9,40	12.100	680	0,039	
34	34.800	9,50	12.100	680	0,040	
35	34.030	9,60	12.100	680	0,040	
36	33.990	9,60	12.100	680	0,040	
37	33.990	9,60	12.100	680	0,040	
38	34.040	9,50	12.100	680	0,039	
39	36.260	9,40	12.100	680	0,041	
40	23.700	9,40	12.100	680	0,027	
MEDIA					0,046	1,00

COMBINAZIONE S.L.V. SISMA Ey + 0,3 Ex						
nodì	P [kg]	dr [cm]	V [kg]	h [cm]	θ	1/ 1-θ
1	22.800	6,50	6.720	680	0,032	
2	33.990	8,80	12.010	680	0,037	
3	33.990	9,80	13.312	680	0,037	
4	33.990	10,20	13.604	680	0,037	
5	34.800	10,50	14.102	680	0,038	
6	34.030	10,80	14.803	680	0,037	
7	33.990	10,70	14.711	680	0,036	
8	33.990	10,30	14.509	680	0,035	
9	34.040	9,10	13.122	680	0,035	
17	36.170	6,70	6.330	680	0,056	
18	55.070	8,70	10.600	680	0,066	
19	55.070	9,60	11.700	680	0,066	
20	55.070	10,20	12.300	680	0,067	
21	56.690	10,70	13.000	680	0,069	
22	55.160	10,80	13.400	680	0,065	
23	55.070	10,50	13.000	680	0,065	
24	55.070	10,10	12.802	680	0,064	
25	55.180	9,20	12.030	680	0,062	
30	22.800	6,20	6.720	680	0,031	
31	33.990	8,60	12.010	680	0,036	
32	33.990	9,60	13.311	680	0,036	
33	33.990	10,00	13.604	680	0,037	

Integrazioni

34	34.800	10,40	14.102	680	0,038	
35	34.030	10,70	14.803	680	0,036	
36	33.990	10,50	14.711	680	0,036	
37	33.990	10,10	14.611	680	0,035	
38	34.040	9,00	13.308	680	0,034	
39	36.260	6,70	9.197	680	0,039	
40	23.700	6,30	8.069	680	0,027	
MEDIA					0,044	1,00

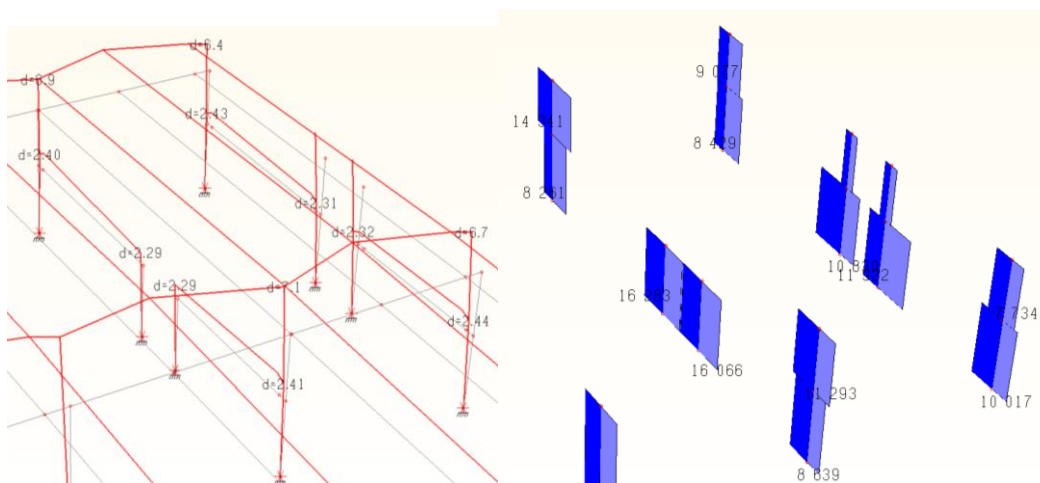
Calcolo del fattore θ per i pilastri in corrispondenza dell'impalcato da piano terra al solaio.



Spostamenti solaio agli SLV in X

Diagramma taglio agli SLV in X

Integrazioni



Spostamenti solaio agli SLV in Y

Diagramma taglio agli SLV in Y

COMBINAZIONE S.L.V. SISMA Ex + 0,3 Ey - I° LIVELLO						
nodì	P [kg]	dr [cm]	V [kg]	h [cm]	θ	1/ 1- θ
10	66.328	3,41	14.291	360	0,044	
11	52.033	3,45	14.128	360	0,035	
13	28.900	3,01	20.002	360	0,012	
14	33.685	3,06	19.309	360	0,015	
15	24.100	3,05	18.168	360	0,011	
16	28.735	3,09	17.492	360	0,014	
26	85.045	3,56	12.579	360	0,067	
27	61.589	3,60	12.335	360	0,050	
MEDIA					0,027	1,00

COMBINAZIONE S.L.V. SISMA Ey + 0,3 Ex - I° LIVELLO						
nodì	P [kg]	dr [cm]	V [kg]	h [cm]	θ	1/ 1- θ
10	66.328	2,40	8.261	360	0,054	
11	52.033	2,43	8.419	360	0,042	
13	28.900	2,29	16.283	360	0,011	
14	33.685	2,31	10.830	360	0,020	
15	24.100	2,29	16.066	360	0,010	
16	28.735	2,32	11.322	360	0,016	
26	85.045	2,41	8.639	360	0,066	
27	61.589	2,44	10.017	360	0,042	
MEDIA					0,028	1,00

Calcolo del fattore θ per i pilastri in corrispondenza dell'impalcato dal primo solaio alla copertura.

COMBINAZIONE S.L.V. SISMA Ex + 0,3 Ey - I° LIVELLO						
nodi	P [kg]	dr [cm]	V [kg]	h [cm]	θ	1/ 1- θ
10	32.857	5,78	19.053	320	0,031	
11	20.088	5,84	18.779	320	0,020	
26	56.517	7,03	22.039	320	0,056	
27	34.575	6,99	21.814	320	0,035	
MEDIA					0,035	1,00

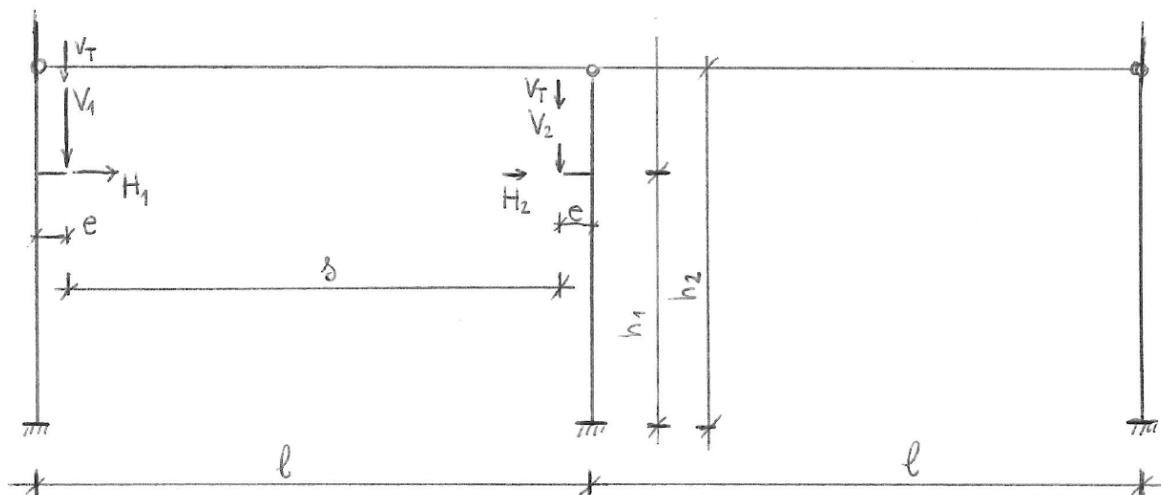
COMBINAZIONE S.L.V. SISMA Ey + 0,3 Ex - II° LIVELLO						
nodi	P [kg]	dr [cm]	V [kg]	h [cm]	θ	1/ 1- θ
10	32.857	4,50	14.341	320	0,032	
11	20.088	3,97	9.077	320	0,027	
26	56.517	4,69	11.293	320	0,073	
27	34.575	4,26	7.734	320	0,060	
MEDIA					0,046	1,00

Il valore del fattore θ riferito a ciascun orizzontamento risulta in ogni caso < 0.1 . Pertanto non è necessario incrementare gli effetti dell'azione sismica orizzontale.

PUNTO 4.5.

Per il calcolo delle azioni massime sui pilastri dovute ai carichi verticali e orizzontali del Carro Ponte, lo schema statico della condizione più sfavorevole è il seguente.

SCHEMA TELAIO PER VERIFICA AZIONI CARRO PONTE



In base alla portata massima ed alla geometria di un Carroponte bitrave con portata massima al gancio di 6 ton (specifiche fornite dalla committenza) si ottengono le seguenti reazioni sulle mensole dei pilastri:

Dove:

Integrazioni

V1: Reazione verticale massima del carroponte	10350 kg
H1: Reazione orizzontale massima dovuta alla frenata del C.P.	1035 kg
V2: Reazione verticale minima del carroponte	3740 kg
H2: Reazione orizzontale minima dovuta alla frenata del C.P.	374 kg
s: scartamento del Carro Ponte	22m
e: eccentricità del carico	0,475 m
h1: quota trave C.P.	5,35 m
h2: quota superiore trave bordo	7,15 m
Vt: peso proprio trave Carro Ponte	500 kg

Calcolando il telaio si ottengono i valori delle reazioni massime al piede dei pilastri del carro ponte.

Pilastro laterale:

N_{max} (CP): 10850 kg

M_{max} (CP): 4434 kgm

T_{max} (CP): 713 kg

Pilastro centrale

N_{max} (CP): 10850 kg

M_{max} (CP): 5254

T_{max} (CP): 1111 kg

Tali azioni moltiplicate per i coefficienti parziali di sicurezza e sommate alle azioni dovute alla spinta del vento ed ai carichi della copertura danno come risultato i carichi agli SLU delle tabelle di pag. 47 della relazione di calcolo delle strutture prefabbricate.

Come si può notare, i valori dei momenti e del taglio alla base dei pilastri, che sono le sollecitazioni più gravose per tali elementi, sono estremamente inferiori rispetto a quelle risultanti dalle azioni sismiche.

PUNTO 4.6.

Per quanto riguarda la progettazione della stele in parete prefabbricata, le azioni sismiche non sono state trascurate, ma essendo inferiori a quelle derivanti dalla spinta generata dal vento, la verifica di tale struttura è stata effettuata con le azioni del vento.

Il momento sollecitante dovuto alla spinta del vento nella direzione più sfavorevole risulta:

Med(vento) = 41820 kgm

Mentre quello derivante dal sisma agli SLV con gli stessi parametri sismici della struttura prefabbricata risulta:

Med(sisma) = 25590 kgm

-
- **Si riporta di seguito la verifica di trascurabilità dell'azione sismica sul calcolo della baraccatura metallica:**
-
- Azione risultante del vento sulla parete con baraccatura metallica = $81.2 \text{ daN/mq} * 116 \text{ mq} = 9419.2 \text{ daN} = 94.19 \text{ kN}$
- Azione sismica della parete metallica:
- peso proprio delle strutture = 15 kN
- peso permanente policarbonato = $5 \text{ daN/mq} * 116 \text{ mq} = 5.8 \text{ kN}$
- Azione sismica = $0.254 * 2.47 * 1.324 * (15 + 5.8) \text{ kN} = 17 \text{ kN}$ (azione sismica risultante sulla parete) < 94 kN (azione risultante del vento)
- Conclusione il dimensionamento delle strutture verticali di baraccatura è definito dall'azione del vento e non dall'azione sismica come indicato in relazione E.1.2.03
-
- **Per il dimensionamento delle strutture di fondazione dell'astele si fa riferimento anche all'azione sismica come riportato a pag 58. Per il calcolo delle strutture in elevazione si rimanda alle verifiche riportate nella relazione apposita.**
-
- **Per il dimensionamento delle strutture della scala si fa riferimento alla modellazione della struttura presentata in relazione C8 in cui nel modello globale al fine del calcolo corretto delle sollecitazioni in fondazione e sulla struttura prefabbricata, è stata inserita la scala in c.a. in termini di massa.**
-
- **Si riporta di seguito la verifica di trascurabilità dell'azione sismica sul calcolo della pensilina:**
-
- Al fine di dimostrare la trascurabilità dell'azione sismica rispetto all'azione statica si trascura a favore di sicurezza l'azione del vento (si riportano al successivo capitolo 6.2 le verifiche con anche l'azione di sollevamento) e si considera la sola azione della neve. A causa della geometria della struttura si crea accumulo neve come indicato a pag 63 della relazione E.1.2.03 per un valore di 360 daN/mq
- Risultante neve pensilina = $360 \text{ daN/mq} * 6.65 \text{ m} * 1.5 \text{ m} = 35.9 \text{ kN}$
- Massa sismica pensilina risultante = $45 \text{ daN/mq} * 6.65 * 1.5 = 4.48 \text{ kN}$
- Azione sismica = $4.48 \text{ kN} * 0.254 * 2.47 * 1.324 = 3.7 \text{ kN}$ << Azione derivante dalla neve e << azione di sollevamento del vento = $87 \text{ daN/mq} * 6.65 \text{ m} * 1.5 \text{ m} = 8.7 \text{ kN}$ quantificata nel capitolo 6.2 della presente relazione
-
- L'azione sismica orizzontale su ciascun appoggio pertanto è definibile come = risultante azione sismica / numero appoggi = $3.7 \text{ kN} / 6 = 0.61 \text{ kN}$
- A favore di sicurezza, visto che anche con l'azione in depressione del vento non si ha mai la condizione che la struttura della pensilina si sollevi rispetto alle strutture in c.a., i collegamenti erano stati collegati con sollecitazioni di taglio pari ai valori di quelli statici (2 kN) e quindi maggiori del caso sismico. Si ritengono pertanto validati i calcoli svolti.

SI RIPORTA DI SEGUITO LA VERIFICA DI TRASCURABILITÀ DELL'AZIONE SISMICA SUL CALCOLO DELLA BARACCATURA METALLICA:

Azione risultante del vento sulla parete con baraccatura metallica = $81.2 \text{ daN/mq} * 116 \text{ mq} = 9419.2 \text{ daN} = 94.19 \text{ kN}$

Azione sismica della parete metallica:

peso proprio delle strutture = 15 kN

peso permanente policarbonato = $5 \text{ daN/mq} * 116 \text{ mq} = 5.8 \text{ kN}$

Azione sismica = $0.254 * 2.47 * 1.324 * (15 + 5.8) \text{ kN} = 17 \text{ kN}$ (azione sismica risultante sulla parete) < 94 kN (azione risultante del vento)

Conclusione il dimensionamento delle strutture verticali di baraccatura è definito dall'azione del vento e non dall'azione sismica come indicato in relazione E.1.2.03

Per il dimensionamento delle strutture di fondazione dell'astele si fa riferimento anche all'azione sismica come riportato a pag 58. Per il calcolo delle strutture in elevazione si rimanda alle verifiche riportate nella relazione apposita.

Per il dimensionamento delle strutture della scala si fa riferimento alla modellazione della struttura presentata in relazione C8 in cui nel modello globale al fine del calcolo corretto delle sollecitazioni in fondazione, è stata inserita la scala in c.a. in termini di massa.

Si riporta di seguito la verifica di trascurabilità dell'azione sismica sul calcolo della pensilina:

Al fine di dimostrare la trascurabilità dell'azione sismica rispetto all'azione statica si trascura a favore di sicurezza l'azione del vento (si riportano al successivo capitolo 6.2 le verifiche con anche l'azione di sollevamento) e si considera la sola azione della neve. A causa della geometria della struttura si crea accumulo neve come indicato a pag 63 della relazione E.1.2.03 per un valore di 360 daN/mq

Risultante neve pensilina = $360 \text{ daN/mq} * 6.65 \text{ m} * 1.5 \text{ m} = 35.9 \text{ kN}$

Massa sismica pensilina risultante = $45 \text{ daN/mq} * 6.65 * 1.5 = 4.48 \text{ kN}$

Azione sismica = $4.48 \text{ kN} * 0.254 * 2.47 * 1.324 = 3.7 \text{ kN}$ << Azione derivante dalla neve e << azione di sollevamento del vento = $87 \text{ daN/mq} * 6.65 \text{ m} * 1.5 \text{ m} = 8.7 \text{ kN}$ quantificata nel capitolo 6.2 della presente relazione

L'azione sismica orizzontale su ciascun appoggio pertanto è definibile come = risultante azione sismica / numero appoggi = $3.7 \text{ kN} / 6 = 0.61 \text{ kN}$

A favore di sicurezza, visto che anche con l'azione in depressione del vento non si ha mai la condizione che la struttura della pensilina si sollevi rispetto alle strutture in c.a., i collegamenti erano stati collegati con sollecitazioni di taglio pari ai valori di quelli statici (2 kN) e quindi maggiori del caso sismico. Si ritengono pertanto validati i calcoli svolti.

PUNTO 4.7.

La costante di Winkler considerata nel progetto è pari a 1 a favore di sicurezza come riportato nella relazione geologico geotecnica:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \cdot Q_{lim} \cdot F_c,$$

dove $F_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$, considerando i cedimenti di riferimento calcolati ed i carichi ipotizzati e sopra riportati, si sono ottenuti i seguenti risultati per il **modulo di sottofondo** (o **costante di Winkler**):

carico applicato	Cedimento di riferimento	modulo di sottofondo (K di Winkler)
$P = 0.80 \text{ kg/cm}^2 \approx 80 \text{ kN/m}^2$	$S=1.95 \text{ cm}$	$K = 1.25 \text{ kg/cm}^3$

PUNTO 4.8.

STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche del copriferro per le strutture in elevazione:

Classe esposizione XC1

Copriferro minimo = 15 mm come da prescrizioni esecutive e dettagli esecutivi ($C_{nom}=20\text{mm}$ con tolleranza positiva o negativa di 5mm):

Calcestruzzo utilizzato C40/50

Elementi prefabbricati realizzati con sistema di produzione di fabbrica certificato con misurazione del copriferro

In queste condizioni la classe di struttura è la S4 (S4 +2classi per la vita della struttura > 100 anni - 1 classe poiché il calcestruzzo utilizzato è > C30/37 e -1 classe per la presenza di un sistema di controllo certificato con misurazione del copriferro)

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = (15+5) \quad 20 \text{ mm} \quad \text{Verificato}$$

$C_{min,b} =$	12 mm	4.4.1.2 (3)
diametro massimo delle staffe =	12 mm	non ci sono barre raggruppate
$C_{min,dur} =$	15 mm	prospetto 4.4N
$\Delta C_{dur} =$	0 mm	4.4.1.2 (6)
$\Delta C_{dur,st} =$	0 mm	4.4.1.2 (7)
$\Delta C_{dur,add} =$	0 mm	4.4.1.2 (8)
$\Delta C_{dev} =$	5 mm	4.4.1.3 (4.3N)

STRUTTURE DI FONDAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche del copriferro per le strutture di fondazione

Copriferro fondazioni = 4 cm come da prescrizioni esecutive e dettagli esecutivi:

Classe esposizione XC2

Calcestruzzo C25/30: è corretto utilizzare tale tipo di calcestruzzo in relazione al prospetto E.1N di seguito indicato:

prospetto E.1N **Classi di resistenza indicativa**

	Classi di esposizione secondo il prospetto 4.1									
Corrosione										
	Corrosione indotta da carbonatazione				Corrosione indotta da ioni cloro			Corrosione indotta da ioni cloro di origine marina		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classi di resistenza indicativa	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37	C35/45		C30/37	C35/45	
Danni al calcestruzzo										
	Nessun rischio	Attacco gelo/disgelo						Attacco chimico		
	X0	XF1		XF2		XF3		XA1	XA2	XA3
Classi indicative di resistenza	C12/15	C30/37		C25/30		C30/37		C30/37		C35/45

In relazione al capitolo 4.4.1.2 dell'Uni EN 1992-1-1, definita come S4 la classe strutturale raccomandata, in relazione al prospetto 4.3N essendo la V_n utile di progetto pari a 100 e la classe di esposizione XC2, è necessario adottare un aumento di 2 classi e porsi pertanto in classe S6. Tuttavia la presenza di elementi strutturali assimilabili a solette (plinti di forma rettangolare) è possibile ridurre una classe e pertanto porsi in S5

Dal prospetto 4.4N si ha pertanto che:

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

$c_{mindur} = 30 \text{ mm}$

Integrazioni

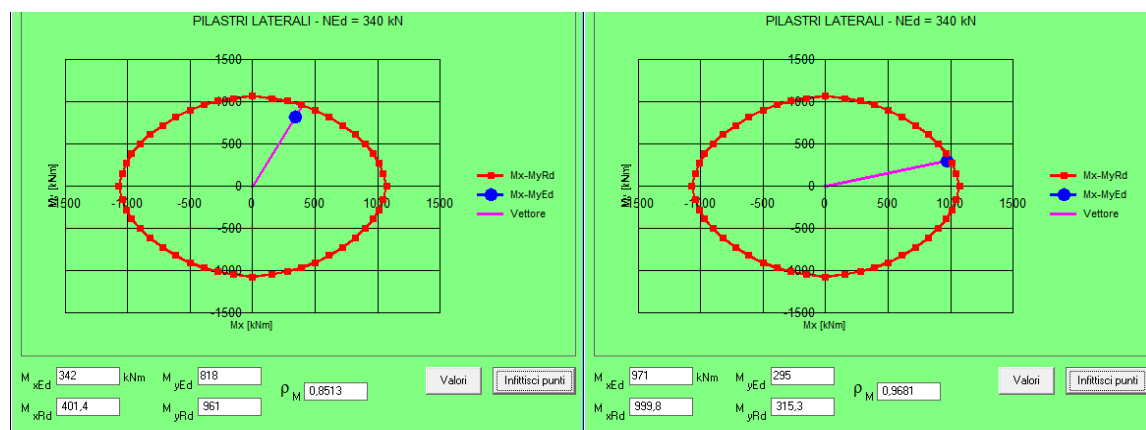
	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$	40	mm = c =	40	mm	Verificato
	$c_{min} = \max (C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) =$	30	mm			
	$C_{min,b} =$	20	mm	§4.4.1.2, punto (3)		
	essendo diametro massimo barre =	20	mm	si specifica che non ci sono barre raggruppate		
	$C_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} =$	30				
	dove					
	$C_{min,dur} =$	30	mm	prospetto 4.4N		
	$\Delta c_{dur,y} =$	0	mm	§4.4.1.2, punto (6)		
	$\Delta c_{dur,st} =$	0	mm	§4.4.1.2, punto (7)		
	$\Delta c_{dur,add} =$	0	mm	§4.4.1.2, punto (8)		
	$\Delta c_{dev} =$	10	mm	§4.4.1.3		

PUNTO 5

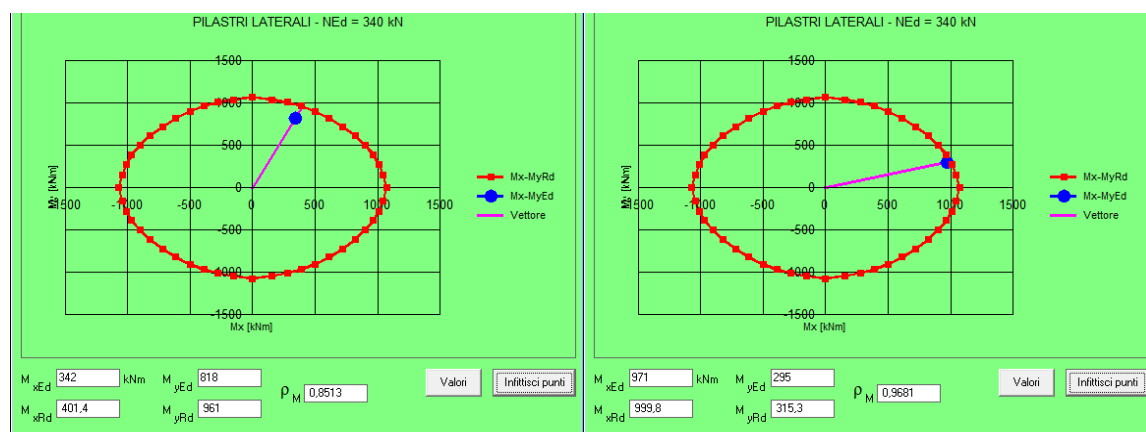
PUNTO 5.1.

Di seguito si riporta la sintesi della verifica di sicurezza della sezione alla base dei pilastri maggiormente sollecitati. Il coefficiente di sicurezza è il ρ_M del riquadro sotto i rispettivi grafici.

Pilastri d'angolo

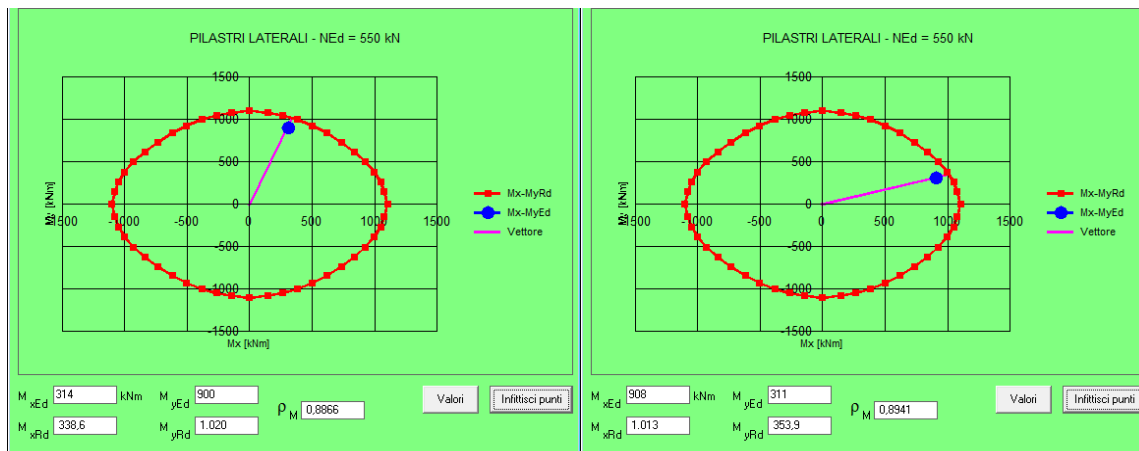


Pilastri laterali

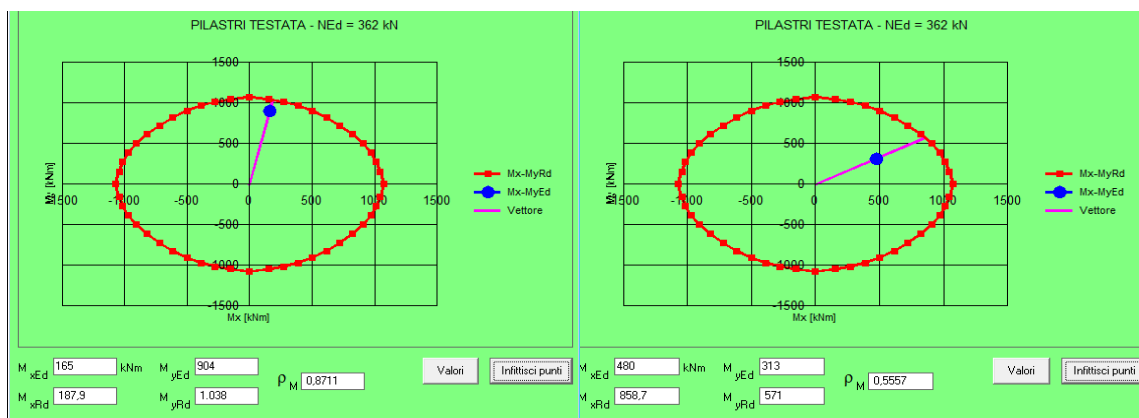


Integrazioni

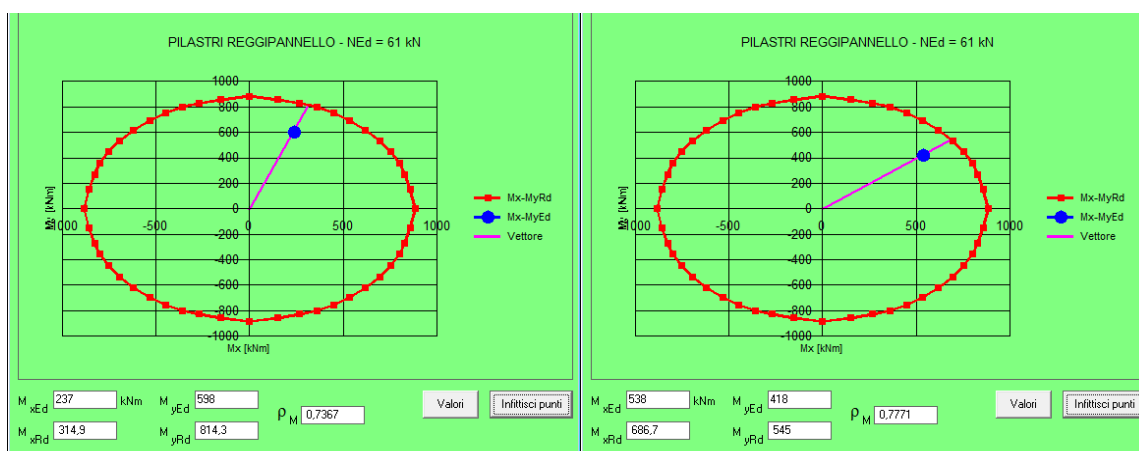
Pilastri centrali



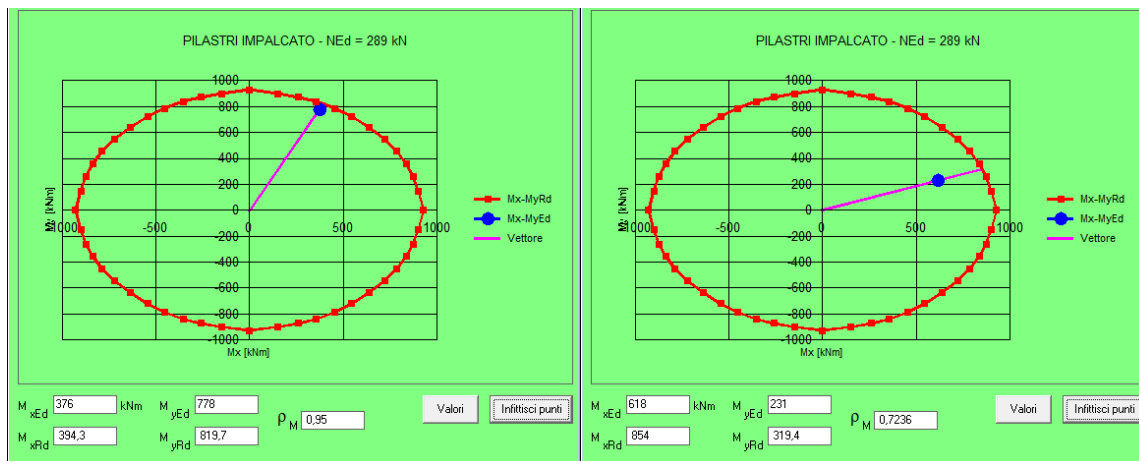
Pilastri testata



Pilastri reggipannello



Pilastri impalcato



Travi prefabbricate verifica al momento flettente agli SLU

TRAVE	SIGLA	Med [kgm]	Mrd [kgm]	Mrd/Msd
Trave L	TS01	111.099	118.926	1.07
Tegolo TT40	SS01	18.116	22.478	1.24
Trave I80centr	TB01	132.316	166.646	1.26
Tellus	TU01	146.828	151.310	1.03

PUNTO 5.2.

Le verifiche dei plinti sono riportate nella relazione E1.2.02 dove per ogni tipologia di plinto vengono indicato per combinazione i valori delle sollecitazioni e al termine le verifiche delle armature. Per le verifiche geotecniche si rimanda alla relazione geotecnica aggiornata

Si riporta in stralcio a titolo di esempio la relazione le verifiche a flessione e taglio punzonamento del plinto 5m x 5 m.

VERIFICHE DEL PLINTO

Verifica della base di fondazione.

Copri ferro = 4.0 cm

Sezioni maggiormente sollecitate: tangenti alla sagoma del pilastro.

Direzione X.

Tipo sezione: rettangolare (B = 500.0 H = 100.0)

Sezioni verificate: Sez.1-1 (x = 30.0), Sez.2-2 (x = -30.0)

Armatura inferiore = 28.27 cmq (25 Ø 12)

Armatura superiore = 19.23 cmq (17 Ø 12)

Sez. 1-1 (x = 30.0)

Risultato Med/Mu più gravoso nel plinto n. 60 in Cmb. 47 (SLU A1 sism.)

Med = 7091617.0 daN cm, Mu = 10335650.0 daN cm, Med/Mu = 0.686 < 1 Ok

Sez. 2-2 (x = -30.0)

Risultato Med/Mu più gravoso nel plinto n. 3 in Cmb. 67 (SLU A1 sism.)

Med = 7165897.0 daN cm, Mu = 10335650.0 daN cm, Med/Mu = 0.693 < 1 Ok

Direzione Y.

Tipo sezione: rettangolare (B = 500.0 H = 100.0)

Sezioni verificate: Sez.3-3 (y = 30.0), Sez.4-4 (y = -30.0)

Armatura inferiore = 28.27 cmq (25 Ø 12)

Armatura superiore = 19.23 cmq (17 Ø 12)

Sez. 3-3 (y = 30.0)

Risultato Med/Mu più gravoso nel plinto n. 67 in Cmb. 89 (SLU A1 sism.)

Med = 8378704.0 daN cm, Mu = 10335650.0 daN cm, Med/Mu = 0.811 < 1 Ok

Sez. 4-4 (y = -30.0)

Risultato Med/Mu più gravoso nel plinto n. 68 in Cmb. 83 (SLU A1 sism.)

Med = 8207863.0 daN cm, Mu = 10335650.0 daN cm, Med/Mu = 0.794 < 1 Ok

Punzonamento:

Verifiche ai sensi EC2 UNI EN 1992-1-1-2005 par. 6.4.4 e DM 14/01/2008 NTC par. 4.1.2.1.3.4

Carico massimo trasmesso dal pilastro: = 110300.00 daN (Cmb. n. 5 Plinto n. 43)

Sollecitazione di calcolo: VEd = Beta N = 126845.00 daN (Beta = 1.15)

Spessore utile = d = 960.0 mm

U0 = perimetro pilastro = 2400.0 mm

U1 = perimetro critico (circonda l'area caricata a distanza 2d) = 14463.7 mm

Apc = area perimetro critico = 165491.7 cmq

VE dred = VEd - VEd Apc / Abase = 42877.8 daN

Valori di resistenza:

vRd,max = 3.5275 N/mm²

vRd,c = 0.3070 N/mm²

vEd (perimetro U0) = VE dred / (U0 d) = 0.1861 N/mm²

vEd (perimetro U0) < vRd,max => Spessore utile OK

vEd (perimetro critico U1) = VE dred / (U1 d) = 0.0309 N/mm²

vEd (perimetro critico U1) < vRd,c => Armatura non richiesta.

Analogamente si rimanda alle verifiche degli altri plinti nella relazione menzionata

PUNTO 5.3.

VERIFICA TAGLIO PILASTRO

Tipo Sezione
☒ Pilastro ☐ Pilastro mensola
☐ Setto

Tipo Pilastro
☒ Rettang. ☐ Circolare

Materiali
 C40/50
 B450C

Pilastro Rettangolare
 Dati comuni alle due sezioni: **Sez. Inferiore** | **Sez. Superiore**
 H interpiano: 680 [cm] | Diam. barre: 26
 Base b: 60 [cm] | Nb: 6
 Altezza h: 60 [cm] | Nh: 6 | ρ: 0,0295
 H critica: 180 [cm]
 Copriferio: 5 [cm]
 Definisci Staffe
 Copia Sezione Superiore

Sollecitazioni (kN, m)
 N_{Ed}: 550
 M_{xEd}: 971 | M_{yEd}: 901
 M_{xSup}: 0 | M_{ySup}: 0

Risultati
 P_{M,Inf}: | P_{M,Sup}:
 V_{xEd}: 356,5 | V_{yEd}:
 V_{xRd}: 973,6 | V_{yRd}:

SEZIONE INFERIORE [Plotta]

OK verifica a taglio per inflessione intorno all'asse X.
 Il taglio sollecitante è calcolato in base ai momenti resistenti di 1.102 kNm (Sez. Inf.) e 1.102 kNm (Sez. Sup.) con γ_{Rd} = 1.1.
 Il taglio resistente (973,6 kN) è calcolato con cotθ = 2,5 in base alla staffatura della zona critica inferiore, che è la minima e che si ipotizza estesa alla zona centrale con passo di 100 mm. Le aree efficaci delle staffe, che tengono conto dell'eventuale inclinazione dei bracci, hanno i seguenti valori (mm²): 100 - 100 - 0

Controllo Presc.
 V. Fles. Sez. Inf.
 Verifica Vx
 Verifica Vy

La verifica al taglio è stata effettuata con lo schema rappresentato nella figura sovrastante considerando quindi 4 braccia per ciascuna direzione. Può forse avere tratto in inganno il valore Nb = 6, che non è il numero di braccia ma il numero di barre longitudinali in direzione b. Quello sottostante (Nh) è il numero di barre longitudinali in direzione h.

PUNTO 5.4. Collegamento trave I80 –pilastro

In una struttura intelaiata con travi incernierate ai pilastri, il nodo trave pilastro non costituisce una zona critica di dissipazione: si tratta quindi di un collegamento di tipo “a” (NTC 7.4.5.2)

Il collegamento deve essere tale da garantire la formazione di un meccanismo plastico alla base del pilastro. Poiché la struttura è stata calcolata in CDB il fattore di sovra resistenza γ_{Rd}=1.1

Ciascuna delle due barre di fissaggio sarà quindi soggetta ad una forza di taglio in direzione X:

$$V_{X1} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{2 * h_B}$$

Dove MRd è il momento resistente della sezione di base del pilastro (ricavati dalla relazione di calcolo nel paragrafo pilastri)

h_B è l'altezza del pilastro

In direzione trasversale rispetto all'asse delle travi, oltre al taglio c'è la presenza del momento dovuto alle forze applicate sull'estradosso della trave che induce uno sforzo di trazione sulle barre N_{Ed}, che è valutato considerando la sezione di appoggio della trave come una sezione inflessa in cui l'armatura è costituita dalle barre stesse.

La forza di taglio in questo caso risulta:

$$V_{Y1} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{2(h_B + h_T)}$$

Integrazioni

PILASTRO ANGOLO (con sole due barre di ancoraggio)

γ_{rd}	1,1		fattore di sovrarresistenza
Mrd	1055	[kNm]	Momento resistente del pilastro laterale
h	6,6	[m]	altezza pilastro
ht	0,8	[m]	altezza trave
$V_{x1} = \gamma_{rd} * Mrd / (2 * h)$			
$V_{x1} =$	88	[kN]	Carico sollecitante singola barra dir x
$V_{y1} = \gamma_{rd} * Mrd / (2 * (h + ht))$			
$V_{y1} =$	78	[kN]	Carico sollecitante singola barra dir y
$\varnothing$	30	[mm]	Diametro della barra di fissaggio (Bullone 8,8)
Fvrd	223	[kN]	Carico ultimo a taglio della barra
Ftrd	334	[kN]	Carico ultimo a trazione della barra

Verifica a rifollamento della piastra

Rifollamento

Acciaio f_u N/mm²

spessore t mm

diametro foro d_o mm

distanze bordo e_1 e_2

passo p_1 p_2

α

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ kN Osservazioni

Verifica dei fissaggi predisposti per resistere al ribaltamento della trave:

Mrib=	Hed*(htrave)		
Hed=	156	[kN]	(Vy1*2)
htrave=	0,80	[m]	
Mrib=	124	[kNm]	Momento ribaltante della trave

La forza assiale all'appoggio della trave dovuta ai soli carichi permanenti è di 168kN

N1ed=	168	[kN]
-------	-----	------

Integrazioni

Calcolo della forza di trazione sulla singola barra:

Titolo: Appoggio trave I 80

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 2 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	25	25
2	0	25
3	0	-25
4	25	-25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,81	12,5	15
2	5,81	12,5	-15

Tipo Sezione:
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 93 **168** kN
 M_{xEd} 38,7 **124** kNm
 M_{yEd} 0 **0**

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

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

Materiali:
 FeB32k C40/50
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 273,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 22,67 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,37 ‰ σ_{c,adm} 14,75 N/mm²
 σ_{s,adm} 155 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

σ_c -19,46 N/mm²
 σ_s 462,3 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

ε_s 2,311 ‰
 d 40 cm
 x 15,48 x/d 0,387
 δ 0,9238

La barra è soggetta ad una forza di trazione pari a:

$$F_{td} = 462,3 \cdot 581 = 268 \text{ [kN]}$$

Verifica combinata di trazione e taglio:

$$(F_{td}/F_{trd})^2 + (F_{vd}/F_{vrd})^2 < 1$$

$$(268/334)^2 + (88/223)^2 = 0.799$$

Verifica anche barra:

n.2 barre B450C Ø24 la cui resistenza a trazione è pari a:

$$2 \cdot 4,52 \cdot f_{yd} = 354 \text{ [kN]} > 268 \text{ [kN]}$$

VERIFICA ALLO SFILAMENTO ZANCA NEL PILASTRO

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo:

R _{ck}	50	[N/mmq]	
f _{ck}	40	[N/mmq]	
f _{ctk}	3,51	[N/mmq]	(resistenza a trazione del calcestruzzo)

Acciaio per c.a.

B450C

f _{yd}	3913	[daN/cm²]
-----------------	------	-----------

n. barre	1	(numero barre considerate)
Ø	24	[mm] (diametro della barra)
A	4,52	[cm²] (area del tirafondo)

Integrazioni

L 110 [cm] (lunghezza di ancoraggio)

Verifica Aderenza Tirafondo (4.1.2.1.1.4 NTC 2008)

$\varnothing$	24 [mm]	
A	4,52 [cmq]	
f _{ctd}	23,39 [daN/cm ²]	(resistenza a trazione del clsfctk/ γ_c)
f _{bd}	52,63 [daN/cm ²]	(2,25*f _{ctd})
F	17693 [daN]	Forza di tiro massima (A*f _{yd})
τ	21,34 [daN/cm ²]	<f _{bd} (tensione di aderenza)

La tensione tangenziale massima sulla superficie della barra è inferiore alla tensione di aderenza massima ammissibile. La verifica è soddisfatta.

Verifica combinata momento torcente taglio su trave laterale:

M _{torcente}	7600 kg/m	(M _{rib} - M _{stabilizzante})
f _{yd}	373,9 (N/mm ²)	
f _{cd}	22,67 (N/mm ²)	
A _c	240.000 (mm ²)	Area calcestruzzo
u	2.200 (mm)	Perimetro
u _m	1.764 (mm)	Perimetro medio
t	109,09 (mm)	Spessore sezione cava
A	131.901 (mm ²)	Area racchiusa dalla fibra media
A _{sw}	79 (mm ²)	
s	100 (mm)	passo staffe
diametro	10 (mm)	diametro staffe
ctg θ	1,80	
T _{Rsd}	139.371.874 (Nmm)	Momento resistente staffe
T _{Rcd}	138.482.293 (Nmm)	Momento resistente calcestruzzo
T _{ED}	76.000.000 (Nmm)	Momento torcente sollecitante
τ (torsione)	35,36 kg/cm ²	Trazione dovuta alla torsione
τ (precompressione)	-36,62 kg/cm ²	Trazione dovuta alla precompressione
Non occorre armatura longitudinale aggiuntiva		

V _{Sd}	283930 (N)
A _{sw}	157 (mm ²)
b _w	240 (mm)
numero staffe	2
diametro	10 (mm)
d	760 (mm)
s	100 (mm)
α_c	1,00 (-)
α	90 gradi
θ	29,00 gradi

Integrazioni

$\cotg(\theta)$	1,80	
f_{yd}	373,9	(N/mm ²)
f_{cd}	25	(N/mm ²)
ρ_{wmin}	0,001070	
Area trefoli	139	(mm ²)
Numero trefoli	7	
Area trave	261160	(mm ²)
V_{Rsd}	724735	(N)
V_{Rcd}	870097	(N)

Verifica combinata calcestruzzo (taglio + torsione)

$$(T_{Ed}/T_{Red}) + (V_{Ed}/V_{Red}) < 1$$

(T_{Ed}/T_{Red})	0,55
(V_{Ed}/V_{Red})	0,33
$(T_{Ed}/T_{Red}) + (V_{Ed}/V_{Red})$	0,88

Verifica combinata staffe (taglio + torsione)

$$(T_{Ed}/T_{Red}) + (V_{Ed}/V_{Red}) < 1$$

(T_{Ed}/T_{Red})	0,55
(V_{Ed}/V_{Red})	0,39
$(T_{Ed}/T_{Red}) + (V_{Ed}/V_{Red})$	0,94

Verifica soddisfatta

Verifica trazione armatura interna della trave in prossimità degli spinotti:

Nelle travi, in corrispondenza dei fori, sono previsti dei ferri aggiuntivi piegati ad U (ferri tipo g diametri $\varnothing 14$) che devono resistere ad una sollecitazione massima di trazione pari al taglio massimo a cui è soggetto lo spinotto.

$$V_{x1} = 88 \text{ [kN]} \quad \text{Carico sollecitante singola barra dir x}$$

$$F_{vrd} = 2 \cdot 1.54 \cdot f_{yd} = 115.2 \text{ [kN]} > 88 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Integrazioni

Vx1= 45 [kN] Carico sollecitante singola barra dir x

∅ 27 [mm] Diametro della barra di fissaggio (Bullone 8,8)

Fvrd 176,3 [kN] Carico ultimo a taglio della barra

Ftrd 264,4 [kN] Carico ultimo a trazione della barra

$$Vy1 = \gamma_{rd} * Mrd / (4 * (h + ht))$$

Vy1= 40 [kN] Carico sollecitante singola barra dir y

Verifica locale del calcestruzzo soggetto al taglio dello spinotto:

Carico ultimo a taglio del calcestruzzo utilizzando l'espressione proposta da Vintzeleou e Tassios

$$Du = 0.5 * \phi^2 * (f_{ck} * f_{sy})^{1/2}$$

$$Du = 0.5 * 27^2 * (40 * 640)^{1/2} = 58,3 \text{ [kN]} > Vx1$$

Verifica dei fissaggi predisposti per resistere al ribaltamento della trave:

$$M_{rib} = H_{ed} * (h_{trave})$$

$$H_{ed} = 160 \text{ [kN]} \quad (Vy1 * 4)$$

$$h_{trave} = 0,80 \text{ [m]}$$

$$M_{rib} = 128 \text{ [kNm]} \quad \text{Momento ribaltante delle travi}$$

La forza assiale all'appoggio della trave dovuta ai soli carichi permanenti è di 312kN

$$N_{1ed} = 312 \text{ [kN]}$$

Integrazioni

Titolo: pilastro tipo

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	25	25
2	-25	25
3	-25	-25
4	25	-25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4,59	12,5	15
2	4,59	12,5	-15
3	4,59	-12,5	15
4	4,59	-12,5	-15

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 468 312 kN
 M_{xEd} 192 128 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali
 FeB32k C40/50
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 273,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 22,67 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,37 ‰ σ_{c,adm} 14,75 N/mm²
 σ_{s,adm} 155 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

σ_c -10,81 N/mm²
 σ_s 222,4 N/mm²
 ε_s 1,112 ‰
 d 40 cm
 x 16,86 x/d 0,4216
 δ 0,967

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

La barra è soggetta ad una forza di trazione pari a:

$$V_{y2} = 222,4 \cdot 459 = 102 \text{ [kN]}$$

Verifica combinata di trazione e taglio:

$$(F_{td}/F_{trd})^2 + (F_{vd}/F_{vrd})^2 < 1$$

$$(102/264,4)^2 + (45/58,3)^2 = 0,745$$

Verifica trazione armatura interna della trave in prossimità degli spinotti:

Nelle travi, in corrispondenza dei fori, sono previsti dei ferri aggiuntivi piegati ad U (ferri tipo g diametro Ø14)) che devono resistere ad una sollecitazione massima di trazione pari al taglio massimo a cui è soggetto lo spinotto.

$$V_{x1} = 45 \text{ [kN]} \quad \text{Carico sollecitante singola barra dir x}$$

$$F_{vrd} = 2 \cdot 1,54 \cdot f_{yd} = 115,2 \text{ [kN]} > 45 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica pull out della barra M27:

La barra filettata è annegata nel getto del pilastro per una lunghezza di ancoraggio di 35cm. All'estremità inferiore della barra all'interno del getto per aumentare l'ancoraggio è prevista una piastra. La rottura conica per pull out del calcestruzzo è impedita dalla resistenza a taglio dell'armatura tipo e) presente in sommità del pilastro.

La resistenza a taglio dei ferri tipo (e) [ø12] vale:

$$1.13 \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \cdot 8 = 196 \text{ [kN]} > 102 \text{ [kN]} \text{ verifica soddisfatta}$$

Verifica combinata momento torcente taglio su trave centrale:

Mtorcente	5000 kg/m	(Mrib - Mstabilizzante)
f_{yd}	373,9 (N/mm ²)	
f_{cd}	22,67 (N/mm ²)	
Ac	240.000 (mm ²)	Area calcestruzzo
u	2.200 (mm)	Perimetro
u _m	1.764 (mm)	Perimetro medio
t	109,09 (mm)	Spessore sezione cava
A	131.901 (mm ²)	Area racchiusa dalla fibra media
A _{sw}	113 (mm ²)	
s	80 (mm)	passo staffe
diametro	12 (mm)	diametro staffe
ctgθ	1,43	
T _{Rsd}	199.043.664 (Nmm)	Momento resistente staffe
T _{Rcd}	153.265.151 (Nmm)	Momento resistente calcestruzzo
T _{ED}	50.000.000 (Nmm)	Momento torcente sollecitante
τ(torsione)	23,26 kg/cm ²	Trazione dovuta alla torsione
τ(precompressione)	-68,00 kg/cm ²	Trazione dovuta alla precompressione
Non occorre armatura longitudinale aggiuntiva		

V _{Sd}	525310 (N)
A _{sw}	226 (mm ²)
b _w	240 (mm)
numero staffe	2
diametro	12 (mm)
d	760 (mm)
s	80 (mm)
α _c	1,00 (-)
α	90 gradi
θ	35,00 gradi
cotg(θ)	1,43
f _{yd}	373,9 (N/mm ²)
f _{cd}	25 (N/mm ²)
ρ _{wmin}	0,001070
Area trefoli	139 (mm ²)
Numero trefoli	13

Integrazioni

Area trave	261160 (mmq)	
V_{Rsd}	1032707 (N)	
V_{Rcd}	964125 (N)	
Verifica combinata calcestruzzo (taglio + torsione)		
$(T_{Ed}/T_{Red})+(V_{Ed}/V_{Red}) < 1$		
(T_{Ed}/T_{Red})		0,33
(V_{Ed}/V_{Red})		0,54
	$(T_{Ed}/T_{Red})+(V_{Ed}/V_{Red})$	0,87
Verifica combinata staffe (taglio + torsione)		
$(T_{Ed}/T_{Red})+(V_{Ed}/V_{Red}) < 1$		
(T_{Ed}/T_{Red})		0,25
(V_{Ed}/V_{Red})		0,51
	$(T_{Ed}/T_{Red})+(V_{Ed}/V_{Red})$	0,76

Verifica soddisfatta

PUNTO 5.5.Collegamento travel80 – trave Alare

Anche nel dimensionamento delle connessioni tra tegolo alare e trave deve essere rispettato il criterio di gerarchia delle resistenze.

I tegoli alari devono quindi essere dotati di collegamenti tali da consentire il raggiungimento del momento resistente alla base del pilastro mantenendo l'integrità dell'unione.

Dai calcoli sviluppati ai punti precedenti (tenendo quindi conto dei momenti resistenti dei pilastri e quindi della gerarchia delle resistenze) di evince che il taglio superiore trasferito dalle travi ad I ai pilastri è di 160 [kN]. I pilastri totali interessati dalle forze di piano in copertura sono 33.

Il taglio totale risulta quindi $33 \cdot 160 = 5280$ [kN]

Dividendo il taglio totale per il numero di fissaggi delle travi alari di copertura si ottiene il carico sollecitante per ogni singolo fissaggio.

Il numero totale di travi alari è di 38.

Considerando 2 fissaggi per trave si ha un totale di 76 fissaggi.

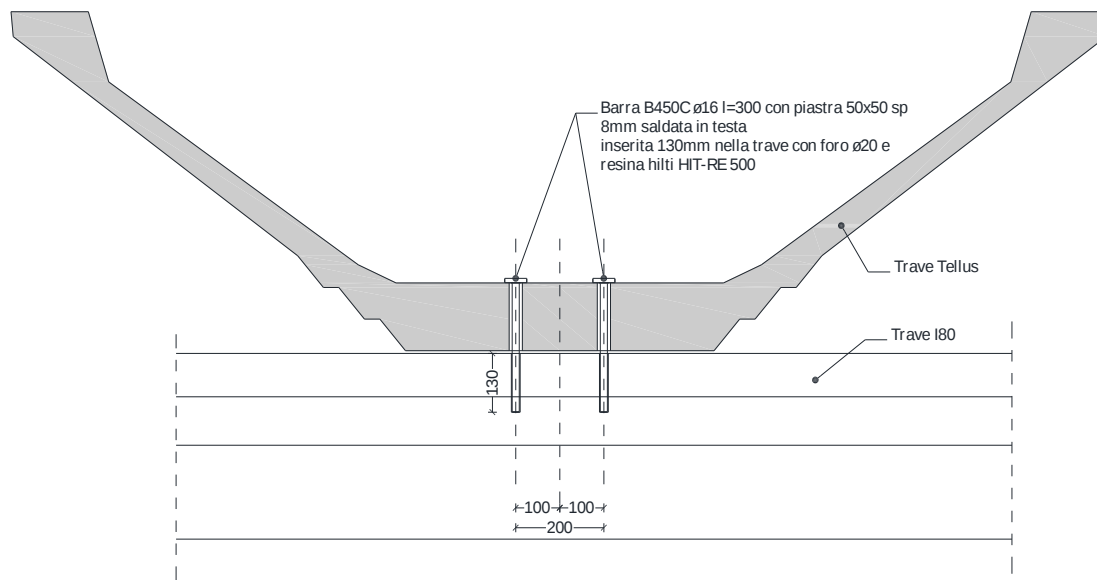
L'azione a taglio sollecitante il singolo fissaggio risulta quindi:

$$5280/76 = 69 \text{ kN}$$

Segue la verifica dei fissaggi sollecitati dalle azioni precedenti.

Integrazioni

Da sottolineare che, siccome il programma di calcolo della ditta produttrice non prevede come materiale degli spinotti l'acciaio B450C previsto dalla normativa italiana è stato utilizzato nella verifica l'acciaio BSt 500 S catalogato dalle DIN che ha una resistenza a rottura >550MPa mentre quella dell'acciaio B450C > 540MPa. Visto che il materiale a taglio viene sollecitato solo al 59% rispetto alla massima resistenza e che la differenza tra i due materiali è solo del 2% si ritiene la verifica soddisfatta.



1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 + Rebar 16mm

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco



Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 135 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)

Materiale: B500B

Certificazione No.: ETA 04/0027

Emesso l Valido: 26/06/2013 | 16/05/2018

Prova: metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 100 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 250 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

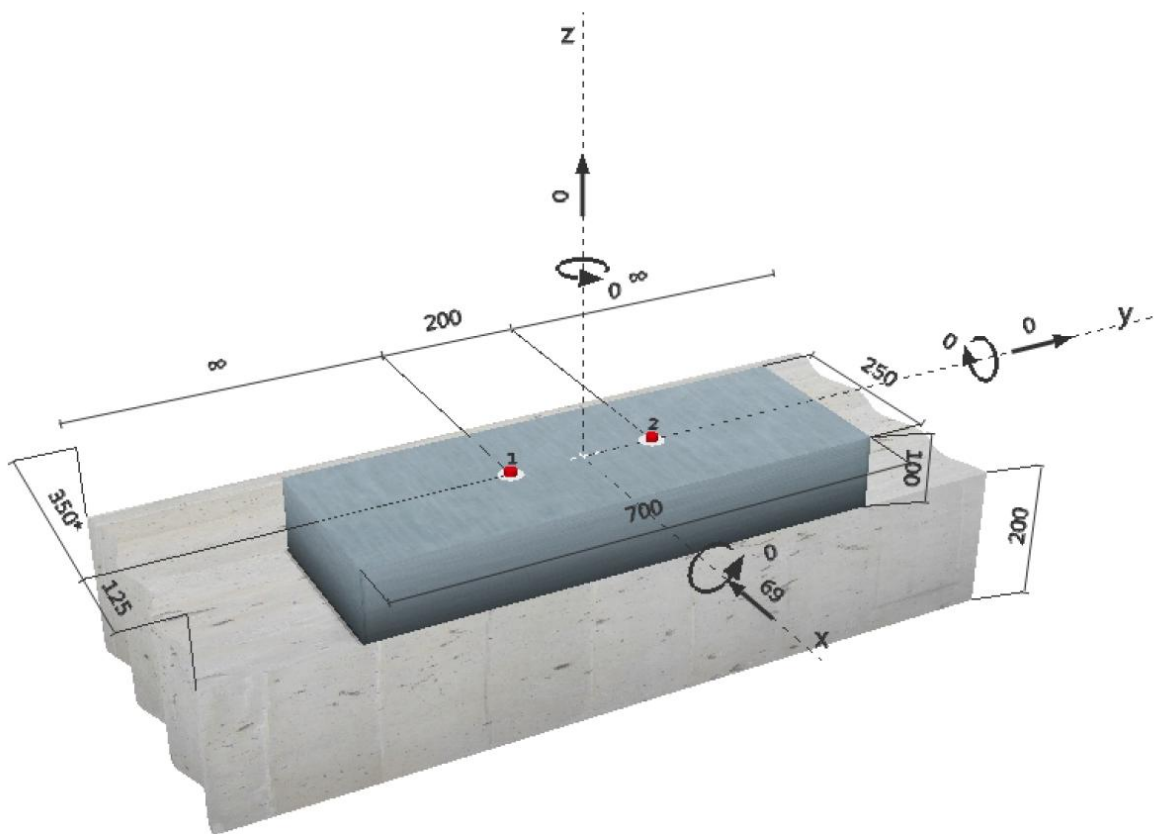
Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C40/50, $f_{cc} = 50,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 200 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: interasse delle armature < 150 mm (qualunque Ø) o < 100 mm (Ø ≤ 10 mm)

con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12 + \text{maglia chiusa (staffe)}$ s ≤

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

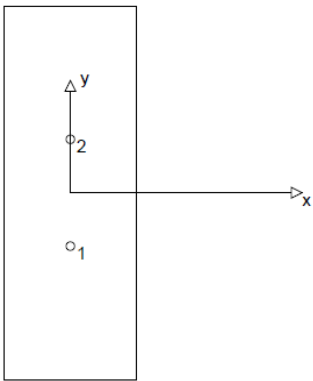
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	34,500	-34,500	0,000
2	0,000	34,500	-34,500	0,000

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



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

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

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

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

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	34,500	36,667	95	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	69,000	147,443	47	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-**	69,000	84,252	82	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
55,000	1,500	36,667	34,500

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
198138	164025	14,00	203	405	125
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k	k-factor	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$
1,072	15,00	3,200	2,000	1,053	1,016
$\psi_{s,Np}$	$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0,885	0	1,000	0	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	
101,820	110,582	1,500	147,443	69,000	

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
135	16,0	2,400	0,062	0,054	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
350	250000	551250			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,620	1,000	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
171,996	1,500	84,252	69,000		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_N	=	0,000 [mm]
V_{Sk}	=	25,556 [kN]	δ_V	=	1,022 [mm]
			δ_{NV}	=	1,022 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_N	=	0,000 [mm]
V_{Sk}	=	25,556 [kN]	δ_V	=	1,533 [mm]
			δ_{NV}	=	1,533 [mm]

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

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

L'ancoraggio risulta verificato

In direzione trasversale, visto che il baricentro delle travi è collocato a 30cm dall'appoggio, il momento ribaltante dovuto all'eccentricità vale:

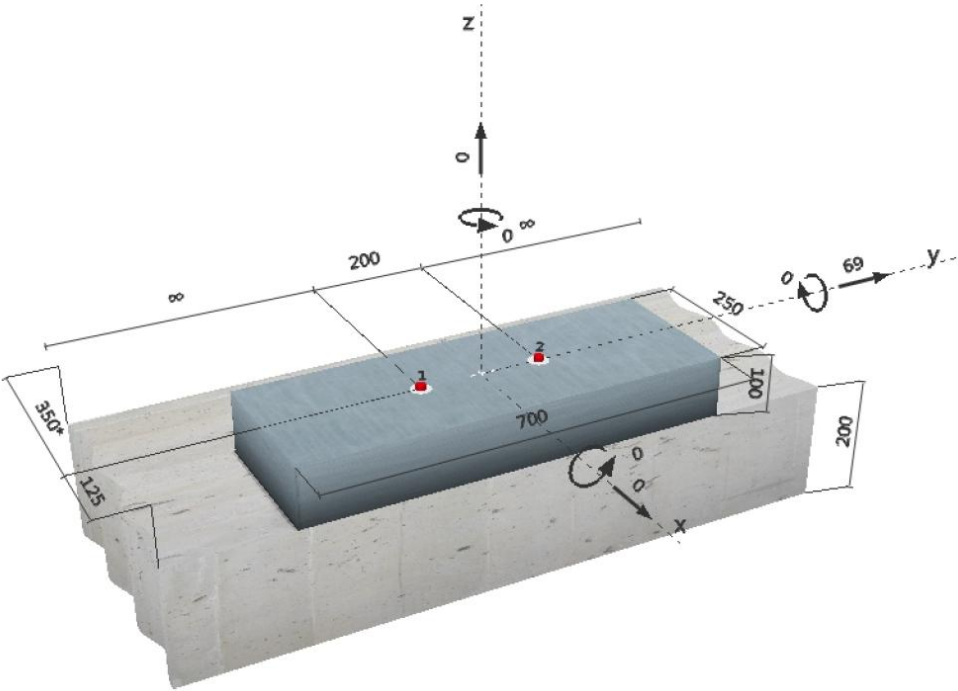
$$M_{rib} = 69 \cdot 0.3 = 20.7 \text{ kNm}$$

Il momento stabilizzante è dato dal taglio all'appoggio della trave moltiplicato per la metà della larghezza di appoggio delle travi:

$$M_{stab} = 166 \cdot 0.35 = 59 \text{ kNm}$$

Il momento torcente è nullo

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

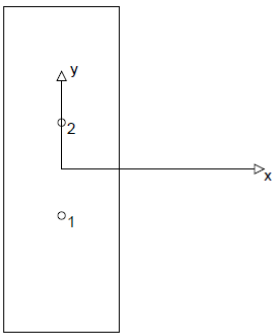
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	34,500	0,000	34,500
2	0,000	34,500	0,000	34,500

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



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

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

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

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

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	34,500	36,667	95	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	69,000	147,443	47	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	69,000	111,918	62	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
55,000	1,500	36,667	34,500

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,usr,2s}$ [N/mm ²]	$c_{gr,Np}$ [mm]	$s_{gr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
198138	164025	14,00	203	405	125
ψ_e	$\tau_{Rk,usr}$ [N/mm ²]	k	k-factor	$\psi_{gr,Np}^0$	$\psi_{gr,Np}$
1,072	15,00	3,200	2,000	1,053	1,016
$\psi_{s,Np}$	$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0,885	0	1,000	0	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	
101,820	110,582	1,500	147,443	69,000	

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
135	16,0	2,400	0,104	0,066	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
125	107813	70313			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{g,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,000	2,500	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
43,794	1,500	111,918	69,000		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_N	=	0,000 [mm]
V_{Sk}	=	25,556 [kN]	δ_V	=	1,022 [mm]
			δ_{NV}	=	1,022 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_N	=	0,000 [mm]
V_{Sk}	=	25,556 [kN]	δ_V	=	1,533 [mm]
			δ_{NV}	=	1,533 [mm]

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

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

PUNTO 5.6.

Tutte le connessioni trave pilastro (da pag. 123 a pag 129 per le travi di copertura) e (pag. 133 e 134 della relazione di calcolo) sono state verificate seguendo le indicazioni progettuali delle NTC 2008 al punto 7.4.5.2.1 "collegamenti di tipo a" secondo la gerarchia delle resistenze con il taglio derivante dal momento resistente massimo dei pilastri moltiplicato per il fattore di sovraresistenza. Il taglio così calcolato risulta maggiore, e quindi più a favore di sicurezza, rispetto a quello calcolato considerando i momenti derivanti dall'analisi lineare.

PUNTO 5.7.

La tipologia del collegamento pilastro – fondazione da 7.4.5.2.1 delle NTC 2008 è “collegamento di tipo b”. La soluzione tecnica progettata per tale giunto, con dei fori realizzati nel dado di fondazione con tubi corrugati di idonea profondità per garantire l’aderenza necessaria allo sfilamento (pag. 139 della relazione di calcolo delle strutture prefabbricate) nei quali vengono infilate le barre di armatura longitudinale che fuoriescono dal pilastro e riempiti con malta ad alta resistenza, assicura un blocco unico tra pilastro e fondazione. Le cerniere plastiche si sviluppano alla base del pilastro, dove è stata predisposta la staffatura necessaria per tale zona dissipativa, poiché il dado di fondazione, vista la geometria dell’elemento, è estremamente più resistente. Per le verifiche allo SLU della fondazione si rimanda alla relazione dell’Ing. Capellari.

PUNTO 5.8.

C7.5.2.1 della circolare n. 617/2009

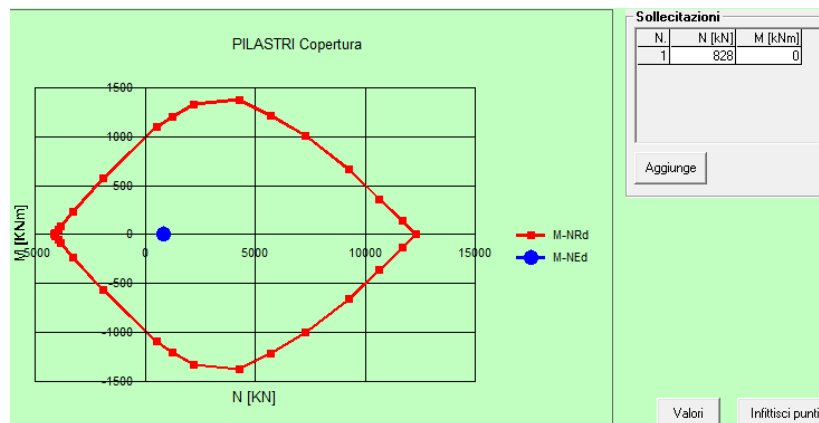
$$N_{Ed} \leq 0.3 \times N_{PL,Rd}$$

Dove:

N_{Ed} carico assiale massimo nel pilastro maggiormente sollecitato in condizioni sismiche

$N_{PL,Rd}$ carico assiale resistente del pilastro

I pilastri che sostengono le travi di copertura hanno tutti la stessa geometria e tipologia di armatura (60x60 con 20 ø 26)



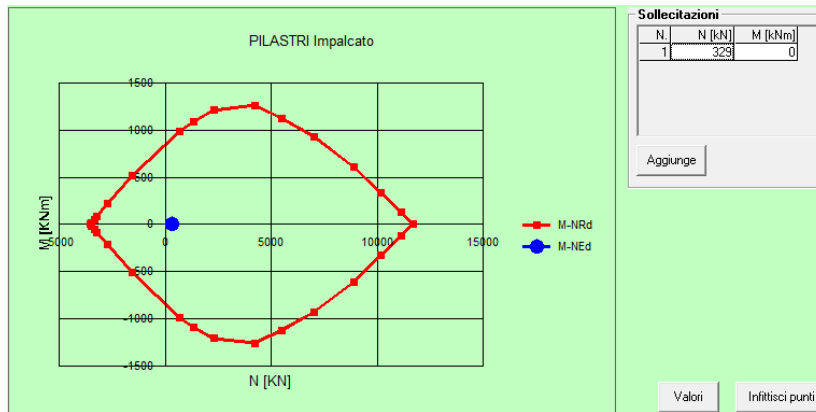
$$N_{Ed} = 828 \text{ kN}$$

$$N_{PL,Rd} = 12317 \text{ kN}$$

$$828 < 12317 \cdot 0.3 = 3695 \quad \text{la disuguaglianza è verificata}$$

I 4 pilastri dei nodi 13-14-15-16 che sostengono l’impalcato sono 60x60 con 20ø24

Integrazioni



$$N_{Ed} = 329 \text{ kN}$$

$$N_{PL,Rd} = 11699 \text{ kN}$$

$$329 < 11699 \cdot 0.3 = 3510 \quad \text{la disuguaglianza è verificata}$$

PUNTO 5.9.

Si precisa che i diagrammi di pag. 43 della relazione di calcolo sono la rappresentazione grafica del rapporto tra d_r e h dove:

d_r è il massimo valore tra lo spostamento di interpiano in direzione x e quello in direzione y rispettivamente per la condizione agli SLD e SLO.

h è l'altezza di interpiano

Pertanto nei diagrammi è rappresentata la condizione agli spostamenti più sfavorevole per ciascun pilastro.

PUNTO 5.10.

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali agli SLE alle tensioni di esercizio per la combinazione rara dove si può notare che le σ rispettano per ciascuna sezione di ogni trave le seguenti condizioni

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$$

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

VERIFICA FASI FINALI STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazione di carico num.: 1

Combinazione caratteristica (rara)

Stato limite tensionale

Coefficienti: cPTcPG cP1 cP2 cQ1 cQ2 cQ3 cQ4 gP
 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 0.00 0.00 0.00 1.00

TRAVE Lsolai TS01 (pag. 62 relazione di calcolo)

sez. num.	Ascissa z (cm)	Npd	Mpd	MsdSc	SupSc	InfSs	MinSs	MaxSp	MinSp	Max
		(kgf)	(kgf·cm)	(kgf·cm)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)

Integrazioni

1	15.00	0.00	0.00	153625.31	-2.99	10.31	-682.53	1	-507.72	2			
2	50.00	-65398.59	-1137452.60	1207895.98	-13.87	-5.27	-899.88	2	-758.67	1	12152.64	1	12181.94
3	80.00	-143261.69	-2490246.22	2052759.82	-18.87	-31.48	-1450.27	2	-763.71	1	11627.32	1	11769.75
4	180.00	-179740.07	-3126160.92	4476994.39	-60.52	-5.54	-1316.16	2	-1182.98	1	11746.61	1	11774.24
5	280.00	-182051.06	-3168107.12	6298185.53	-92.62	18.97	-1513.48	1	-1113.72	2	11850.00	11	11932.93
6	380.00	-188929.95	-3290472.28	7516333.25	-129.81	Traz	-1804.43	1	-578.81	2	12183.09	11	12437.34
7	480.00	-193516.85	-3371874.43	8131437.54	-148.62	Traz	-1945.09	1	-227.33	2	12413.47	11	12769.81
8	532.00	-194200.40	-3383995.50	8212969.01	-151.13	Traz	-1963.35	1	-175.22	2	12448.22	11	12819.17

Tegolo TT40 SS01 (pag. 82 relazione di calcolo)

sez. num.	Ascissa z (cm)	NpdMpdMsdSc (kgf)	SupSc (kgf · m)	InfSs (kgf · m)	MinSs (kgf/cm²)	MaxSp (kgf/cm²)	MinSp (kgf/cm²)	Max (kgf/cm²)					
1	10.00	0.00	0.00	-6.36	0.12	4.54	-704.69	1	-492.73	2			
2	50.00	-17745.38	-2918.48	2221.53	-8.95	-13.34	-996.52	2	-828.42	1	12075.35	1	12125.02
3	150.00	-47999.41	-7883.90	6901.10	-29.27	-31.97	-1735.56	2	-1074.73	1	11413.03	1	11608.27
4	250.00	-48577.47	-7985.95	10309.05	-39.86	-6.74	-1178.14	1	-1178.14	1	11601.54	1	11697.01
5	350.00	-49344.84	-8119.49	12445.38	-47.49	17.93	-1247.41	1	-1247.41	1	11828.62	3	11837.97
6	450.00	-49655.45	-8173.54	13310.08	-50.58	27.92	-1275.45	1	-1275.45	1	11881.90	3	11933.67
7	468.00	-49662.85	-8174.83	13330.68	-50.65	28.16	-1276.12	1	-1276.12	1	11883.17	3	11935.95

Trave I80 centrale TB01 (pag. 103 relazione di calcolo)

sez. num.	Ascissa z (cm)	NpdMpdMsdSc (kgf)	SupSc (kgf · cm)	InfSs (kgf · cm)	MinSs (kgf/cm²)	MaxSp (kgf/cm²)	MinSp (kgf/cm²)	Max (kgf/cm²)					
1	10.00	0.00	0.00	-334.10	0.62	12.57	-616.13	2	-479.21	1			
2	100.00	-174394.22	-4545333.13	4393002.94	-69.78	-21.34	-1730.07	1	-1271.46	2	11346.49	1	11750.16
3	140.00	-175192.43	-4578009.88	4894325.42	-78.62	-13.72	-1651.33	1	-1364.74	2	11420.93	1	11673.19
4	240.00	-178137.07	-4643789.38	6100857.93	-92.51	-21.27	-1894.46	1	-1481.21	2	11185.60	1	11549.34
5	340.00	-201205.97	-5244348.97	7240570.87	-111.67	-17.52	-1987.95	1	-1668.23	2	11093.18	1	11374.60
6	434.00	-203327.12	-5324080.77	8250974.95	-130.54	0.51	-1850.56	2	-1815.20	1	11225.67	13	11256.80
7	500.00	-204707.61	-5375947.23	8925126.86	-143.19	12.63	-1968.92	2	-1702.83	1	11129.02	13	11363.24
8	534.00	-205383.73	-5401341.26	9261057.92	-149.51	18.70	-2026.77	2	-1647.81	1	11081.78	13	11415.35
9	634.00	-207234.24	-5470807.35	10204321.31	-167.34	35.85	-2184.68	2	-1497.31	1	10952.88	13	11557.92
10	734.00	-191810.99	-5028302.71	7892901.14	-125.14	2.97	-1784.21	2	-1738.66	1	11291.19	13	11331.29
11	860.00	-173978.87	-4528570.23	4062674.65	-63.62	-26.92	-1770.52	1	-1225.94	2	11308.21	1	11787.56
12	900.00	-172105.50	-4452092.09	2824545.63	-41.48	-46.24	-1954.86	1	-1009.70	2	11133.91	1	11965.85
13	990.00	0.00	0.00	-334.10	0.62	12.57	-616.13	2	-479.21	1			

Trave Tellus TU01 (pag. 112 relazione di calcolo)

sez. num.	Ascissa z (cm)	NpdMpdMsdSc (kgf)	SupSc (kgf · cm)	InfSs (kgf · cm)	MinSs (kgf/cm²)	MaxSp (kgf/cm²)	MinSp (kgf/cm²)	Max (kgf/cm²)					
1	10.00	0.00	0.00	-1121.03	7.45	-0.09	-627.32	3	-538.22	1			
2	100.00	-112005.49	-2290238.30	1685505.70	-11.94	-46.71	-1608.94	3	-707.39	1	11472.11	1	11540.79
3	200.00	-142795.48	-3010764.95	3367953.73	-45.67	-41.10	-1686.48	3	-1040.24	1	11392.63	1	11441.85
4	300.00	-172861.02	-3714828.81	4869715.62	-75.04	-37.95	-1785.84	3	-1329.54	1	11292.86	1	11327.61
5	400.00	-202063.61	-4399158.71	6200379.09	-100.35	-36.97	-1905.16	3	-1576.78	1	11174.57	1	11199.59
6	500.00	-230269.89	-5060620.22	7360184.58	-121.65	-38.08	-2043.34	3	-1782.33	1	11038.82	1	11058.70
7	600.00	-233020.54	-5121702.47	8349132.09	-145.69	-23.91	-2035.84	1	-1893.32	3	11168.08	12	11178.94
8	700.00	-235296.47	-5172242.96	9167221.63	-165.57	-12.19	-2245.61	1	-1769.19	3	11258.59	12	11294.88
9	800.00	-237097.69	-5212241.69	9814453.19	-181.30	-2.91	-2411.62	1	-1670.95	3	11330.22	12	11386.64
10	900.00	-238424.19	-5241698.66	10290826.78	-192.88	3.91	-2533.88	1	-1598.60	3	11382.97	12	11454.21
11	1000.00	-239275.98	-5260613.87	10596342.38	-200.30	8.28	-2612.39	1	-1552.15	3	11416.84	12	11497.60
12	1100.00	-239653.05	-5268987.33	10731000.02	-203.57	10.21	-2647.15	1	-1531.58	3	11431.84	12	11516.81
13	1130.00	-239673.61	-5269443.73	10738080.00	-203.74	10.31	-2649.04	1	-1530.46	3	11432.65	12	11517.86

Verifiche a fessurazione

Combinazione caratteristica (frequente)
solaio

Coefficienti: cPTcPG cP1 cP2 cQ1 cQ2 cQ3 cQ4 gP
1.00 1.00 1.00 1.00 0.50 0.00 0.00 0.00 1.00

copertura

Coefficienti: cPTcPG cP1 cP2 cQ1 cQ2 cQ3 cQ4 gP
1.00 1.00 1.00 1.00 0.20 0.00 0.00 0.00 1.00

Integrazioni

TRAVE Lsolaio TS01 (pag. 62 relazione di calcolo)

sez. num.	Ascissa z (cm)	NpdMpdMsdSc, (kgf)	SupSc, (kgf · cm)	InfSs, (kgf · cm)	MinSs, (kgf/cm²)	MaxSp, (kgf/cm²)	MinSp, (kgf/cm²)	Max (kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)
1	15.00	0.00	0.00	133372.69	-2.52	9.87	-680.42	1	-509.68	2		
2	50.00	-65340.76	-1136418.20	1048657.48	-11.27	-8.20	-913.11	2	-747.20	1	12140.26	1
11												
3	80.00	-143041.25	-2486302.51	1782141.82	-14.48	-36.38	-1472.39	2	-744.28	1	11606.62	1
11												
4	180.00	-179145.65	-3115525.23	3886786.39	-50.96	-16.16	-1364.06	2	-1140.64	1	11701.78	1
11												
5	280.00	-181180.42	-3152536.22	5467887.53	-79.02	3.48	-1453.42	1	-1183.69	2	11811.45	11
1												
6	380.00	-184830.73	-3217825.99	6525445.25	-104.51	Traz	-1706.84	1	-890.16	2	11972.83	11
1												
7	480.00	-187452.00	-3264536.76	7059459.54	-119.52	Traz	-1840.58	1	-684.10	2	12096.20	11
1												
8	532.00	-187847.71	-3271579.82	7130242.61	-121.59	Traz	-1858.45	1	-653.22	2	12115.19	11
1												

In questa combinazione di carico le armature inferiori risultano ancora compresse per effetto della precompressione della trave. Le fessure quindi non si generano

Tegolo TT40 SS01 (pag. 82 relazione di calcolo)

sez. num.	Ascissa z (cm)	NpdMpdMsdSc, (kgf)	SupSc, (kgf · m)	InfSs, (kgf · m)	MinSs, (kgf/cm²)	MaxSp, (kgf/cm²)	MinSp, (kgf/cm²)	Max (kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)
1	10.00	0.00	0.00	-5.42	0.12	4.56	-704.71	1	-492.66	2		
2	50.00	-17725.37	-2914.98	1893.96	-7.00	-18.00	-1018.29	2	-821.68	1	12057.50	1
3												
3	150.00	-47830.55	-7854.39	5883.54	-23.57	-45.75	-1800.02	2	-1055.12	1	11360.11	1
3												
4	250.00	-48356.21	-7947.83	8788.99	-36.72	-22.94	-1171.87	1	-1171.87	1	11536.15	1
3												
5	350.00	-49077.77	-8073.48	10610.32	-43.74	-1.61	-1240.00	1	-1240.00	1	11759.07	1
3												
6	450.00	-49369.82	-8124.34	11347.52	-46.57	7.02	-1267.52	1	-1267.52	1	11829.28	3
1												
7	468.00	-49376.78	-8125.55	11365.08	-46.64	7.23	-1268.18	1	-1268.18	1	11830.47	3
1												

In questa combinazione di carico le armature inferiori risultano ancora compresse per effetto della precompressione della trave. Le fessure quindi non si generano

Trave I80 centrale TB01 (pag. 103 relazione di calcolo)

sez. num.	Ascissa z (cm)	NpdMpdMsdSc, (kgf)	SupSc, (kgf · cm)	InfSs, (kgf · cm)	MinSs, (kgf/cm²)	MaxSp, (kgf/cm²)	MinSp, (kgf/cm²)	Max (kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)
1	10.00	0.00	0.00	-334.10	0.62	12.57	-616.13	2	-479.21	1		
2	100.00	-173390.51	-4505425.08	3287023.43	-48.07	-41.90	-1826.54	1	-1168.96	2	11255.13	1
13												
3	140.00	-174091.47	-4534234.99	3681183.47	-54.82	-36.26	-1757.15	1	-1252.30	2	11320.71	1
13												
4	240.00	-176600.94	-4584318.62	4619809.85	-62.64	-51.14	-2035.12	1	-1340.57	2	11052.26	1
13												
5	340.00	-199157.75	-5168166.69	5491616.67	-76.44	-52.59	-2153.01	1	-1502.27	2	10936.73	1
13												
6	434.00	-200983.97	-5236929.01	6250188.99	-90.23	-39.60	-2004.03	1	-1660.71	2	11077.82	1
13												
7	500.00	-202157.39	-5281093.49	6747522.86	-99.32	-31.02	-1908.34	1	-1762.29	2	11168.44	1
13												
8	534.00	-202726.84	-5302519.84	6992365.83	-103.80	-26.78	-1861.92	1	-1811.50	2	11212.41	1
13												
9	634.00	-204263.59	-5360316.28	7667723.11	-116.23	-15.01	-1943.99	2	-1736.70	1	11148.55	13
1												
10	734.00	-189660.22	-4946742.54	5942964.81	-85.84	-36.25	-1923.28	1	-1599.11	2	11156.29	1
13												
11	860.00	-173080.23	-4492839.88	3072472.61	-44.19	-45.32	-1856.90	1	-1134.17	2	11226.41	1
13												
12	900.00	-171483.37	-4427355.70	2139021.14	-28.03	-58.98	-2014.66	1	-946.16	2	11077.28	1
13												
13	990.00	0.00	0.00	-334.10	0.62	12.57	-616.13	2	-479.21	1		

In questa combinazione di carico le armature inferiori risultano ancora compresse per effetto della precompressione della trave. Le fessure quindi non si generano

Integrazioni

Trave Tellus TU01 (pag. 112 relazione di calcolo)												
sez. num.	Ascissa z (cm)	NpdMpdMsdSc, SupSc, (kgf)	InfSs, MinSs, MaxSp, MinSp, Max (kgf · cm)	(kgf · cm)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
1	10.00	0.00	0.00	-678.44	7.44	-0.08	-627.28	3	-538.28	1		
2	100.00	-111723.14	-2284379.17	1215585.65	Traz	-54.56	-1644.27	3	-650.41	1	11439.08	1
12	Sezione parzializzata											
3	200.00	-142066.05	-2995168.82	2442369.79	-20.53	-56.43	-1755.38	3	-928.45	1	11328.20	1
12												
4	300.00	-171570.26	-3686737.69	3542170.32	-39.05	-59.75	-1883.78	3	-1169.48	1	11201.29	1
12												
5	400.00	-200122.23	-4356410.52	4516904.79	-54.81	-64.39	-2028.27	3	-1374.17	1	11059.50	1
12												
6	500.00	-227616.70	-5001710.35	5366621.28	-67.84	-70.29	-2187.86	3	-1542.80	1	10903.77	1
12												
7	600.00	-230015.67	-5054984.02	6091319.79	-84.74	-60.39	-2056.99	3	-1764.57	1	11025.99	1
12												
8	700.00	-232000.93	-5099070.52	6691000.33	-98.73	-52.20	-1948.69	3	-1948.09	1	11127.13	1
12												
9	800.00	-233572.48	-5133969.83	7165662.89	-109.81	-45.71	-2093.37	1	-1862.97	3	11189.65	12
1												
10	900.00	-234730.32	-5159681.95	7515307.48	-117.96	-40.93	-2200.40	1	-1799.80	3	11235.67	12
1												
11	1000.00	-235474.46	-5176206.89	7739934.08	-123.20	-37.87	-2269.19	1	-1759.21	3	11265.25	12
1												
12	1100.00	-235804.88	-5183544.65	7839542.72	-125.52	-36.51	-2299.74	1	-1741.19	3	11278.39	12
1												
13	1130.00	-235823.34	-5183954.48	7845046.80	-125.65	-36.43	-2301.45	1	-1740.18	3	11279.12	12
1												

In questa combinazione di carico le armature inferiori risultano ancora compresse per effetto della precompressione della trave. Le fessure quindi non si generano

PUNTO 5.11.

- Come riportato nella relazione di calcolo E.1.2.01 a pag 128 il programma effettua tali verifiche:

Progettazione delle fondazioni

Il D.M.14/02/2008 - par. 7.2.5 prevede:

"Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti [...] si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A" e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1...."

Nel contesto visualizzazione risultati e nella stampa della relazione sulle fondazioni PRO_SAP mostra le sollecitazioni che derivano dall'analisi non incrementate sia in termini di pressioni sul terreno che in termini di sollecitazioni.

La progettazione degli elementi strutturali con proprietà fondazione è effettuata da PRO_SAP (per travi e platee) o da PRO_CAD Plinti (per plinti e pali di fondazione) incrementando le sollecitazioni delle combinazioni con sisma del fattore: $\gamma_{rd} = 1.1$ in CDB $\gamma_{rd} = 1.3$ in CDA per pali, plinti, travi e platee.

Per i bicchieri dei plinti di fondazione prefabbricati l'incremento delle sollecitazioni ha un fattore: $\gamma_{rd} = 1.2$ in CDB $\gamma_{rd} = 1.35$ in CDA.

N.B.: se il fattore di struttura q è =1 la progettazione viene effettuata senza nessun incremento.

Le verifiche geotecniche vengono effettuate dal modulo geotecnico incrementando automaticamente le sollecitazioni del fattore: $\gamma_{rd} = 1.1$ in CDB $\gamma_{rd} = 1.3$ in CDA per pali, plinti, travi e platee.

N.B.: se il fattore di struttura q è =1 le verifiche geotecniche vengono effettuate senza nessun incremento.

Le sollecitazioni adottate pertanto sono state definite con tale criterio e sono riportate nella relazione di calcolo dei plinti E1.2.02.

PUNTO 6

PUNTO 6.1.

ASPETTI LEGATI ALLA VERIFICA DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE:

La verifica al ribaltamento della stele è contenuta nella relazione di calcolo E.1.2.04:

Il manufatto prefabbricato è stato verificato con il momento ribaltante massimo causato dalla spinta del vento. Si rimanda a tal proposito anche alle considerazioni effettuate al punto 4.6

ASPETTI LEGATI ALLA VERIFICA DELLE FONDAZIONI:

La verifica a ribaltamento della stele lato fondazione è riportata nella relazione di calcolo E1.2.03 al capitolo 2.3. apag 56 e seguenti dove si mostra come la stele sia stata modellata nella sua integrità al fine di applicare le sollecitazioni direttamente alle strutture stesse e valutare la trasmissione delle sollecitazioni in modo corretto al plinto di fondazione. Venogno quindi effettuate tali verifiche tramite la definizione delle sollecitazioni alla base della stele (pag 58) e quindi alla base del plinto (sempre pag 58), vengono quindi definite in modo numerico le pressioni sul suolo in cui si nota che in combinazione sismica 7 la pressione massima è 1.16 kg/cm² e quindi compatibile rispetto alle resistenze del terreno (ultima riga di pag. 59) e infine vengono riportate nella pagina seguente le verifiche delle armature del collo del bicchiere e della base del plinto

PUNTO 6.2.

A favore di sicurezza si considera la tettoia come se fosse isolata. In accordo al punto C3.3.10.3.1 si ha che:
 $c_p = 1.2 (1 + \sin \alpha) = 1.2$ essendo $\alpha = 0$.

La pressione del vento è:

Zona vento = 2

($V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$; $A_o = 750 \text{ m}$; $K_a = 0.015 \text{ 1/s}$)

Classe di rugosità del terreno: C

[Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]

Categoria esposizione: tipo III

($K_r = 0.20$; $Z_o = 0.10 \text{ m}$; $Z_{min} = 5 \text{ m}$)

Velocità di riferimento = 25.00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 39 daN/m²

Coefficiente di forma (C_p) = 1.2

Coefficiente dinamico (C_d) = 1.00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 1.87

Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1.00

Altezza dell'edificio = 6.50 m

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 87daN/m²

Integrazioni

Interasse profili = 0.54 m

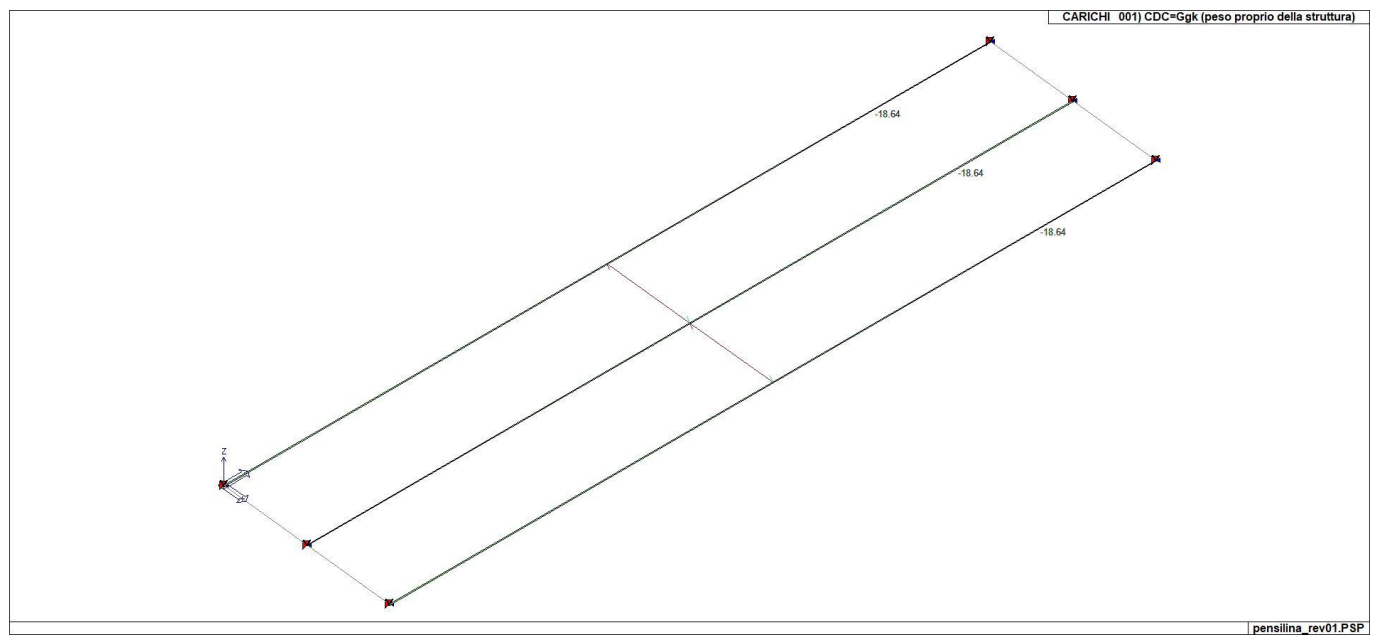
Carico su ciascun profilo = 47 daN/m

MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

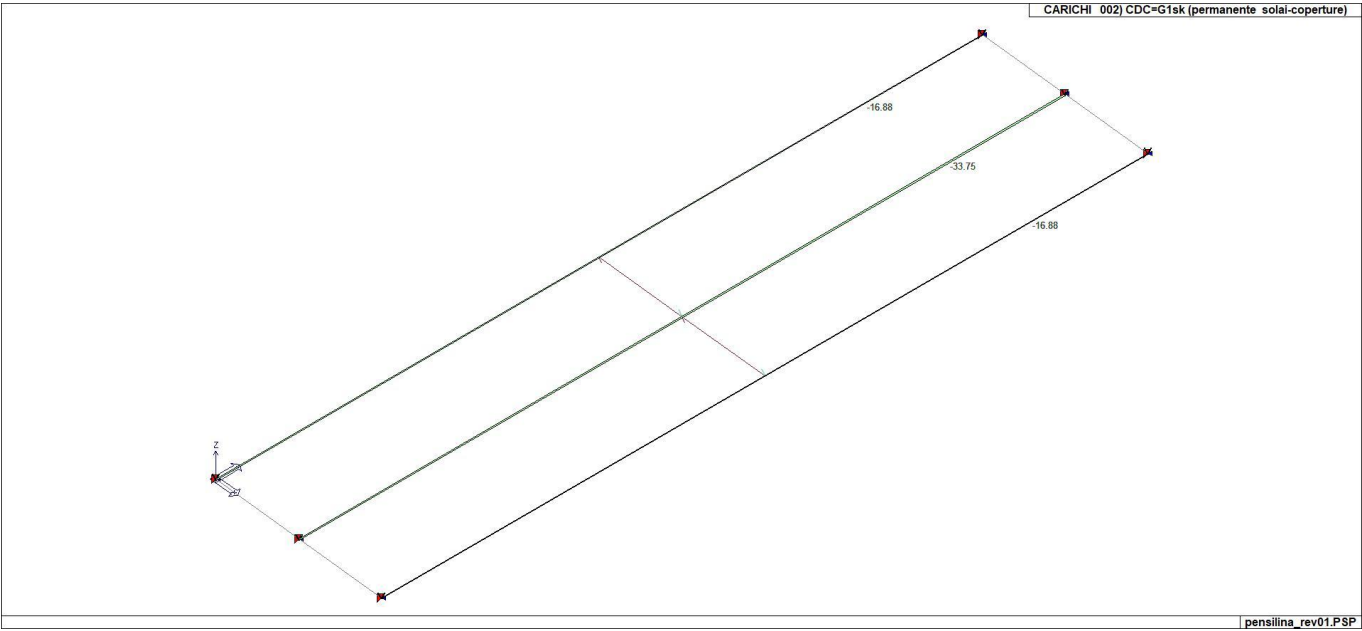
Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	IPE 180	23.90	0.0	0.0	4.80	101.00	1317.00	22.20	146.30	34.60	166.40

SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

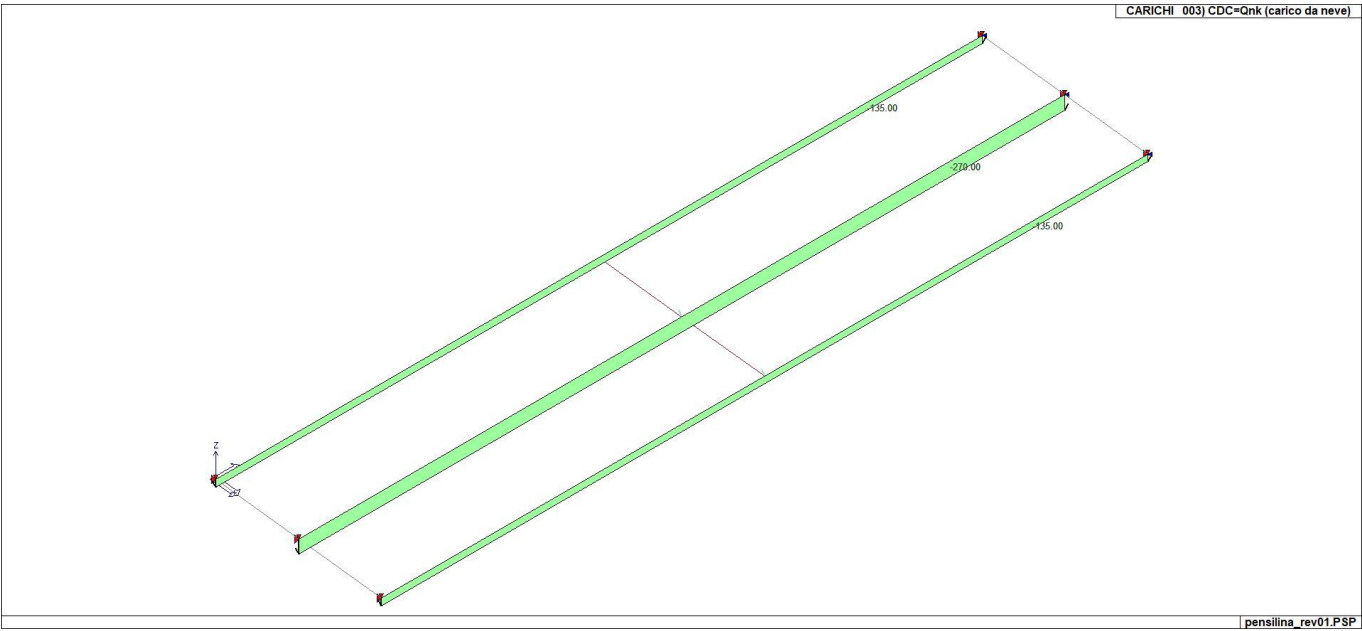
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
4	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento)	D2 : da 1 a 3 Azione : DG:Fzi=-0.47 Fzf=-0.47



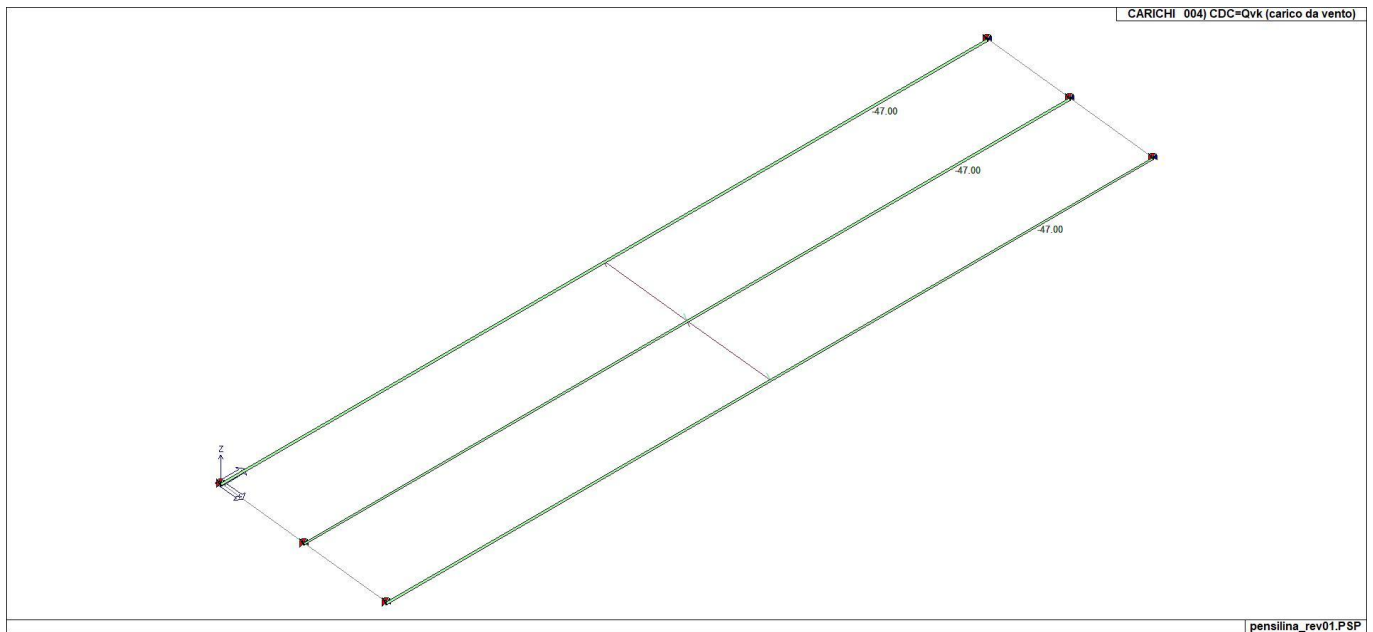
22_CDC_001_CDC=Ggk (peso proprio della struttura)



22_CDC_002_CDC=G1sk (permanente solai-coperture)



22_CDC_003_CDC=Qnk (carico da neve)



22_CDC_004_CDC=Qvk (carico da vento)

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

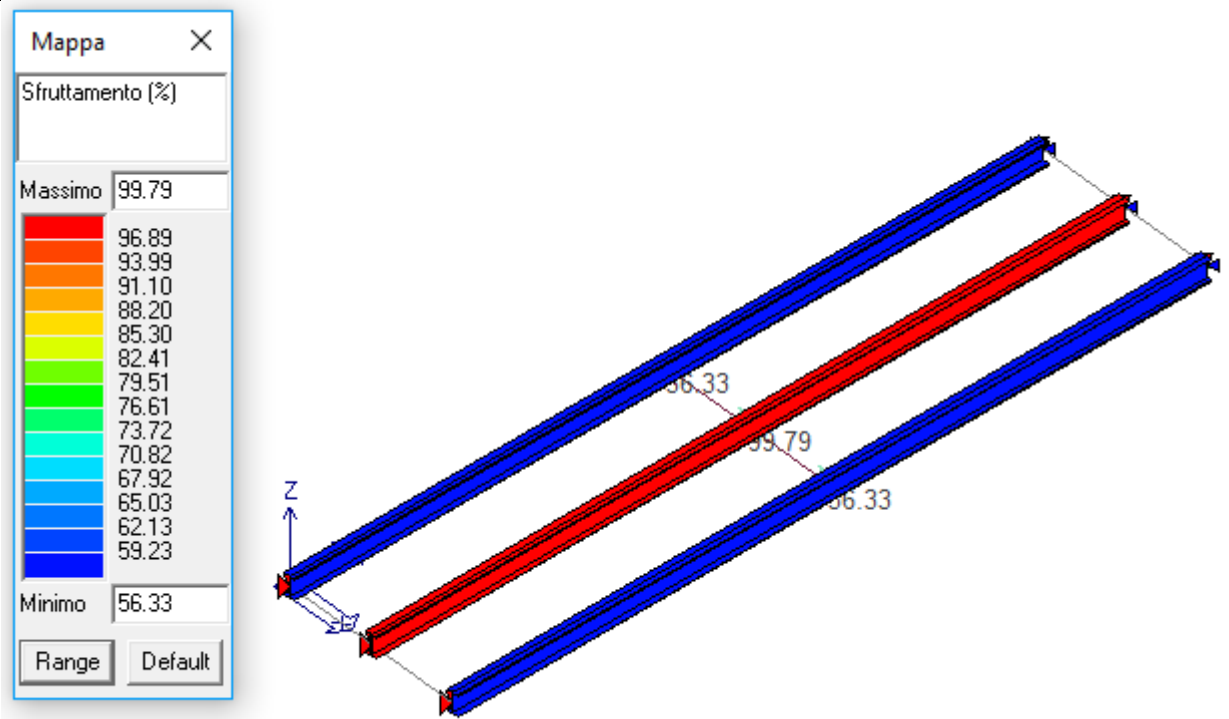
Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 5
6	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 6
7	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 7
8	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 8
9	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 9
10	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 10
11	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 11
12	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 12

Cmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4
1	1.30	1.30	1.50	-0.90
2	1.30	1.30	1.50	0.90
3	1.30	1.30	0.75	-1.50
4	1.30	1.30	0.75	1.50
5	1.00	1.00	1.00	-0.60
6	1.00	1.00	1.00	0.60
7	1.00	1.00	0.50	-1.00
8	1.00	1.00	0.50	1.00
9	1.00	1.00	0.20	0.0
10	1.00	1.00	0.0	-0.20
11	1.00	1.00	0.0	0.20
12	1.00	1.00	0.0	0.0

VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO

Trave	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
1	ok	s=1,m=12	0.05	0.32		1					0.56	1.2	0.58	2,2,0,2

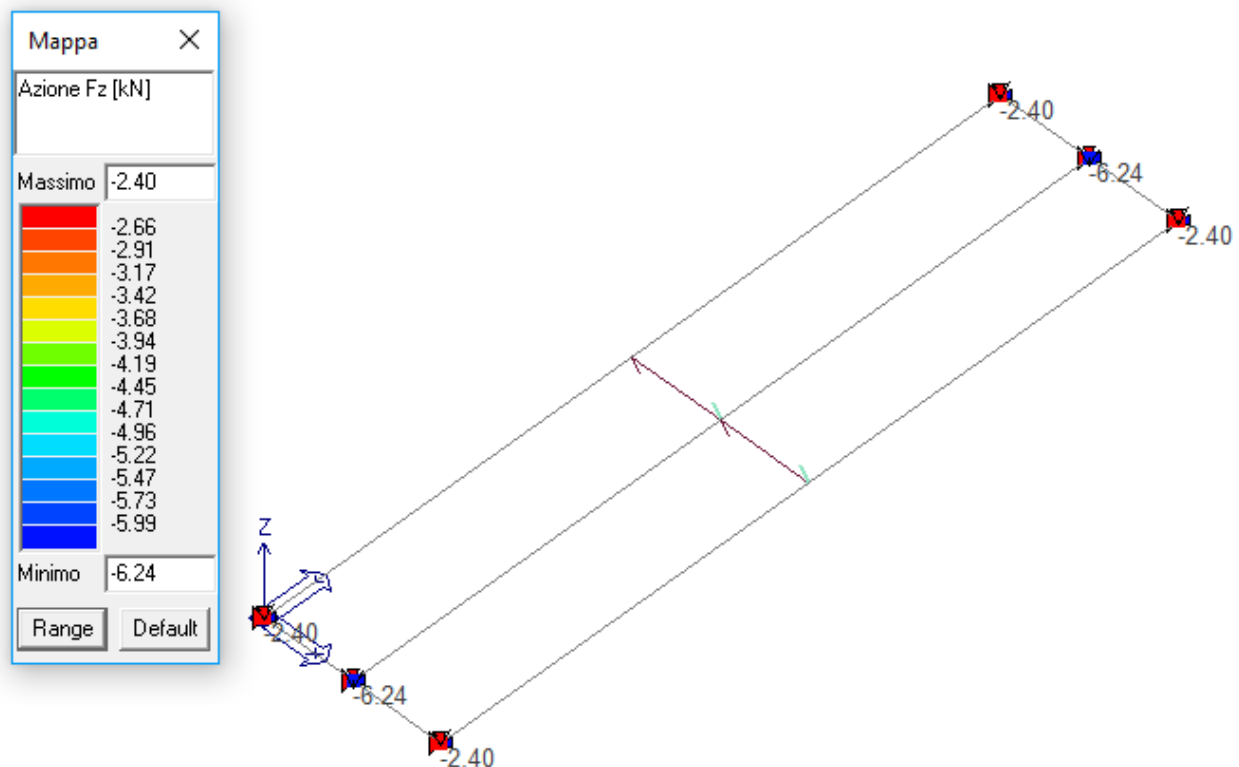
Trave	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
2	ok	s=1,m=12	0.05	0.32		1					0.56	1.2	0.58	2,2,0,2
3	ok	s=1,m=12	0.09	0.58		1					0.99	1.2	0.58	2,2,0,2
Trave			V V/T	V N/M	V stab		LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	
			0.09	0.58							0.99	1.22	0.58	



STATI LIMITE D' ESERCIZIO ACCIAIO

Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L
1	2.3	2	2.3	3	4.0								

VERIFICHE COLLEGAMENTI CON AZIONE SOLLEVAMENTO VENTO



Le azioni massime non sono mai in trazione pertanto la verifica del collegamento rimane invariata rispetto alla verifica riportata in relazione

PUNTO 6.3.

Si precisa come la modellazione della parete sia stata considerata incastrata alla base e isolata senza considerare le pareti ortogonali. La modellazione pertanto fortemente a favore di sicurezza perché trascura gli effetti di controvento delle pareti ortogonali ad essa rappresenta correttamente la modellazione dei setti che si definiscono da apertura ad apertura. Pertanto si ritiene che la modellazione presentata in

relazione sia fortemente a favore di sicurezza e aderente alla condizione reale presente nella realtà in quanto definisce le sollecitazioni che sono presenti nei setti che sono quindi definiti da apertura a apertura.

PUNTO 6.4.

Le tamponature degli uffici di separazione tra capannone e uffici sono realizzati con lo stesso sistema sopra menzionato. Il calcolo e il dimensionamento pertanto si ritiene valido anche per tali pareti in quanto si tratta di valutazioni fortemente a favore di sicurezza in quanto le pareti degli uffici sono notevolmente più basse. Infatti tali elementi sono realizzati tra trave principale e il pavimento.

Si riportano di seguito le verifiche delle pareti in cartongesso:

come altezza di calcolo si considera un'altezza pari a 354 cm (altezza sotto tegolo).

Tale parete viene calcolata con la pressione del vento interna, con la spinta dovuta all'affollamento applicata a 1.2 m dalla base e con l'azione sismica derivante dal peso proprio e permanente portato dalla parete stessa:

Classe di rugosità del terreno: C

[Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]

Categoria esposizione: tipo III

($K_r = 0.20$; $Z_o = 0.10$ m; $Z_{min} = 5$ m)

Velocità di riferimento = 25.00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 39 daN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 0.2

Coefficiente dinamico (C_d) = 1.00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 1.87

Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1.00

Altezza dell'edificio = 6.50 m

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 14.5 daN/mq

Interasse profili acciaio = 0.6 m

Carico da vento sui profili d'acciaio = 14.5 daN/mq * 0.6 m = 8.7 daN/m

Carico dovuto alla spinta orizzontale = 100 daN/m

Interasse montanti = 0.6 m

Carico concentrato sul montante = 100 daN/m * 0.6 m = 60 daN

Peso proprio parete cartongesso = 30 daN/mq

Interasse montanti = 0.6 m

Carico concentrato sul montante = 30 daN/mq * 0.6 m = 18 daN/m

Integrazioni

Azioni di progetto sulla costruzione

Nei capitoli “modellazione delle azioni” e “schematizzazione dei casi di carico” sono indicate le azioni sulla costruzione.

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico, dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \text{ dove}$$

$\mathbf{K}$ = matrice di rigidezza
 $\mathbf{u}$ = vettore spostamenti nodali
 $\mathbf{F}$ = vettore forze nodali

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

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

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

Elemento tipo TRUSS	(biella-D2)
Elemento tipo BEAM	(trave-D2)
Elemento tipo MEMBRANE	(membrana-D3)
Elemento tipo PLATE	(piastra-guscio-D3)
Elemento tipo BOUNDARY	(molla)
Elemento tipo STIFFNESS	(matrice di rigidezza)
Elemento tipo BRICK	(elemento solido)
Elemento tipo SOLAIO	(macro elemento composto da più membrane)

Modello numerico

In questa parte viene descritto il modello numerico utilizzato (o i modelli numerici utilizzati) per l'analisi della struttura. La presentazione delle informazioni deve essere, coerentemente con le prescrizioni del paragrafo 10.2 delle NTC-08, tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità

Tipo di analisi strutturale	
Carichi verticali	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	SI
Sismica dinamica lineare	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Integrazioni

Informazioni sul codice di calcolo

Titolo:	PRO SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2018-07-183)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi4792

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.
E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:
<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:

nodi	15
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	10
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	0
elementi solidi	0

Dimensione del modello strutturale [cm]:

X min =	0.00
Xmax =	240.00
Ymin =	0.00
Ymax =	0.00
Zmin =	0.00
Zmax =	354.00

Strutture verticali:

Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO

Strutture non verticali:

Elementi di tipo asta	NO
Travi	NO
Gusci	NO
Membrane	NO

Orizzontamenti:

Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	NO

Tipo di vincoli:

Nodi vincolati rigidamente	SI
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO

Integrazioni

Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

Modellazione delle azioni

Si veda il capitolo **“Schematizzazione dei casi di carico”** per le informazioni necessarie alla comprensione ed alla ricostruzione delle azioni applicate al modello numerico, coerentemente con quanto indicato nella parte *“2.6. Azioni di progetto sulla costruzione”*.

Combinazioni e/o percorsi di carico

Si veda il capitolo **“Definizione delle combinazioni”** in cui sono indicate le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti.

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

2	materiale tipo acciaio
---	------------------------

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Young	modulo di elasticità normale
Poisson	coefficiente di contrazione trasversale
G	modulo di elasticità tangenziale
Gamma	peso specifico
Alfa	coefficiente di dilatazione termica

I dati soprariportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

2	acciaio		
	Ft		tensione di rottura a trazione
	Fy		tensione di snervamento
	Fd		resistenza di calcolo
	Fdt		resistenza di calcolo per spess. $t > 40$ mm
	Sadm		tensione ammissibile
	Sadmt		tensione ammissibile per spess. $t > 40$ mm

Vengono inoltre riportate le tabelle contenenti il riassunto delle informazioni assegnate nei criteri di progetto in uso.

Con riferimento al **Documento di Affidabilità “Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST”** - versione Maggio 2011, disponibile per il download sul sito www.2si.it, si segnalano i seguenti esempi applicativi:

Modellazione di strutture in acciaio

Test N°	Titolo
55	VERIFICA DI STABILITA' DI ASTE COMPRESSE IN ACCIAIO – METODO OMEGA
56	LUCE LIBERA DI TRAVI E ASTE IN ACCIAIO
57	LUCE LIBERA DI COLONNE IN ACCIAIO
58	SVERGOLAMENTO DI TRAVI IN ACCIAIO
59	FATTORE DI STRUTTURA
60	ACCIAIO D.M.2008
61	ACCIAIO EC3
62	GERARCHIA RESISTENZE STRUTTURE IN ACCIAIO
63	STABILITA' DI ASTE COMPOSTE IN ACCIAIO
73	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO CON PRESENZA IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI
74	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO CON PRESENZA DI UN PIATTO DI RINFORZO SALDATO ALL'ANIMA DELLA COLONNA
75	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO CON PRESENZA DI DUE PIATTI DI RINFORZO SALDATI ALL'ANIMA DELLA COLONNA
76	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO A DUE VIE SU ALI COLONNA
77	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO A UNA VIA CON DUE COMBINAZIONI DI CARICO
78	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO SU ANIMA SENZA RINFORZI A QUATTRO FILE DI BULLONI DI CUI UNA SU PIASTRA INFERIORE E UNA SU PIASTRA SUPERIORE
79	VERIFICA DELLA PIASTRA NODO TRAVE COLONNA
85	TELAIO ACCIAIO: CONTROVENTI CONCENTRICI

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3	
46	acciaio tensione snerv = 300 MPa		2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.80e-03	1.00e-05
	ft	4300.0					
	fy	3000.0					
	fd	2608.0					
	fdt	2391.0					
	sadm	1900.0					
	sadmt	1700.0					

MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI

Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

1. sezione di tipo generico
2. profilati semplici
3. profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)

Integrazioni

Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

rettangolare	a T	a T rovescia	a T di colmo	a L	a L specchiata
a L specchiata rovescia	a L rovescia	a L di colmo	a doppio T	a quattro specchiata	a quattro
a U	a C	a croce	circolare	rettangolare cava	circolare cava

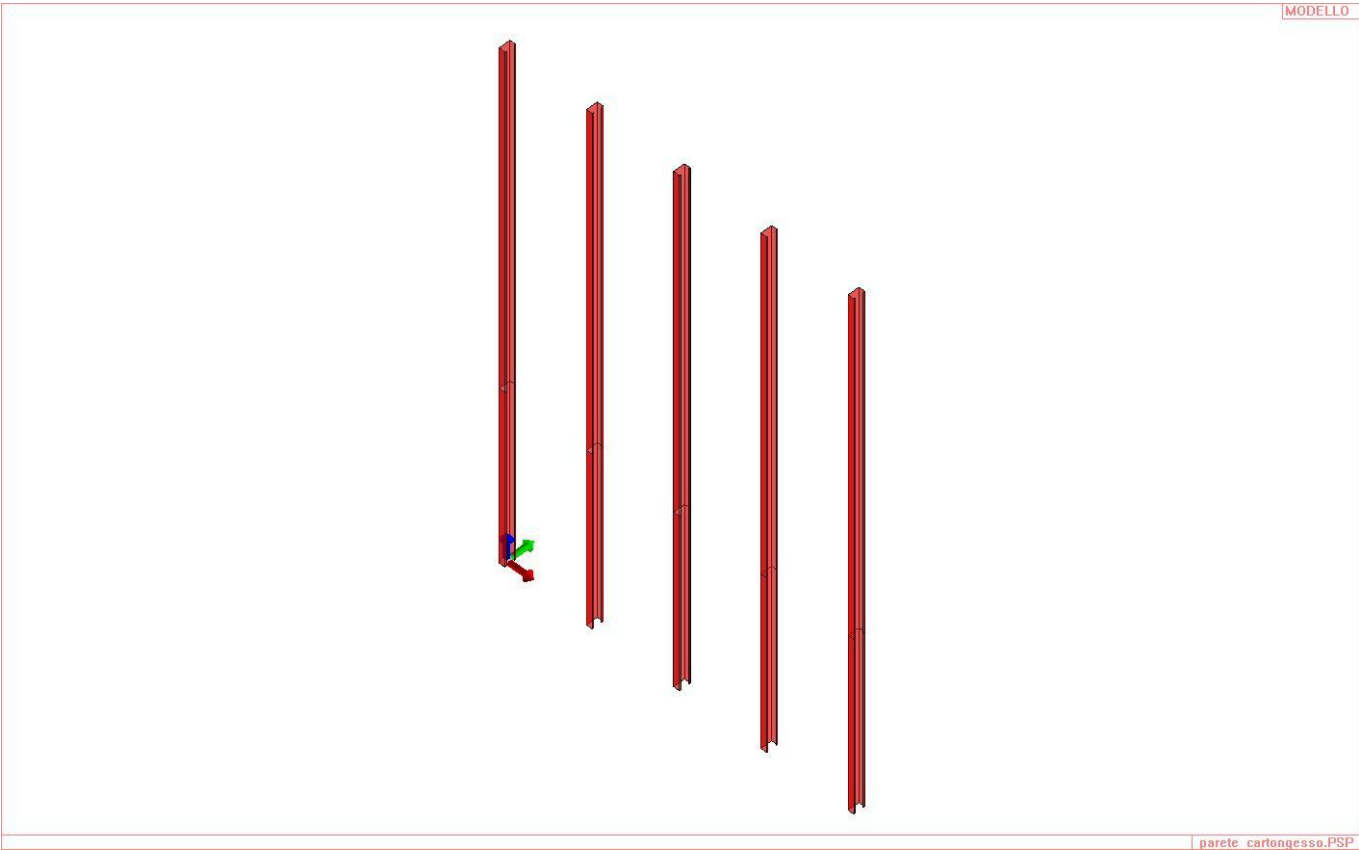
Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilati.

Per quanto concerne le sezioni di tipo generico (tipo 1.):
i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2
i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3

Con riferimento al Documento di Affidabilità "Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST" - versione Settembre 2014, disponibile per il download sul sito www.2si.it, si segnalano i seguenti esempi applicativi:

Test N°	Titolo
1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E INERZIALI
45	VERIFICA AGLI SLU DI STRUTTURE IN C.A.
48	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 9/1/96
49	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 14/1/2008
50	VERIFICA ALLO SLE (TENSIONI E FESSURAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
51	VERIFICA ALLO SLE (DEFORMAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
104	ANALISI DI RESISTENZA AL FUOCO

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
2	profilo C75x40x0.6 (Section Maker)	1.04	0.0	0.0	1.24e-03	2.39	9.83	0.91	2.62	1.35	2.97



13_MOD_SEZIONI

MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Tipo carico concentrato nodale

Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN m	daN m	daN m
4	CN:Fy=60.00	0.0	60.00	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo carico distribuito globale su trave

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		m	daN/ m	daN/ m	daN/ m	daN	daN	daN
3	DG:Fyi= 8.600e-02 Fyf= 8.600e-02	0.0	0.0	8.60	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	8.60	0.0	0.0	0.0	0.0
7	DG:Fzi=-0.18 Fzf=-0.18	0.0	0.0	0.0	-18.00	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-18.00	0.0	0.0	0.0

SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.
Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

Sigla	Tipo	Descrizione
-------	------	-------------

Integrazioni

1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

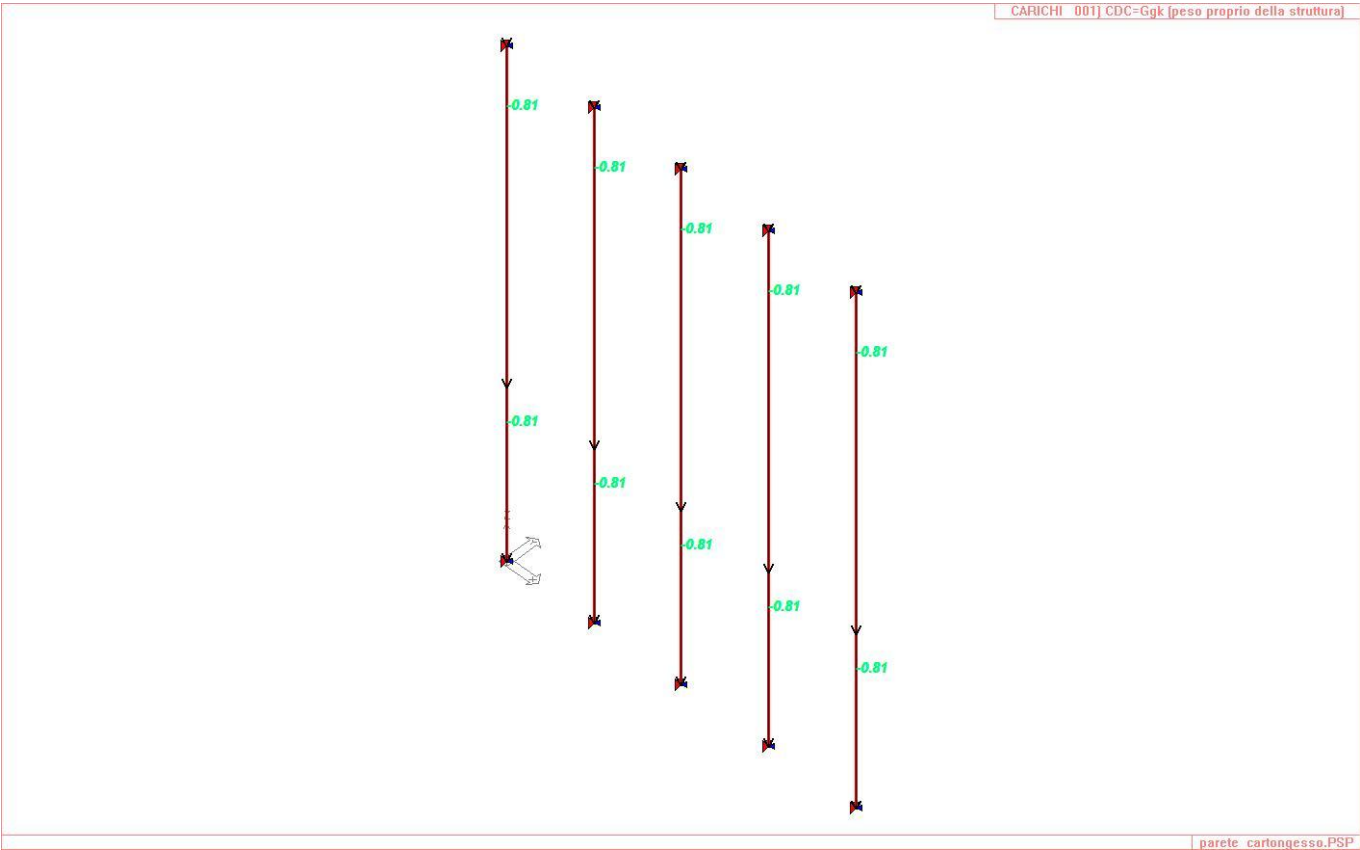
Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso: *Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).*

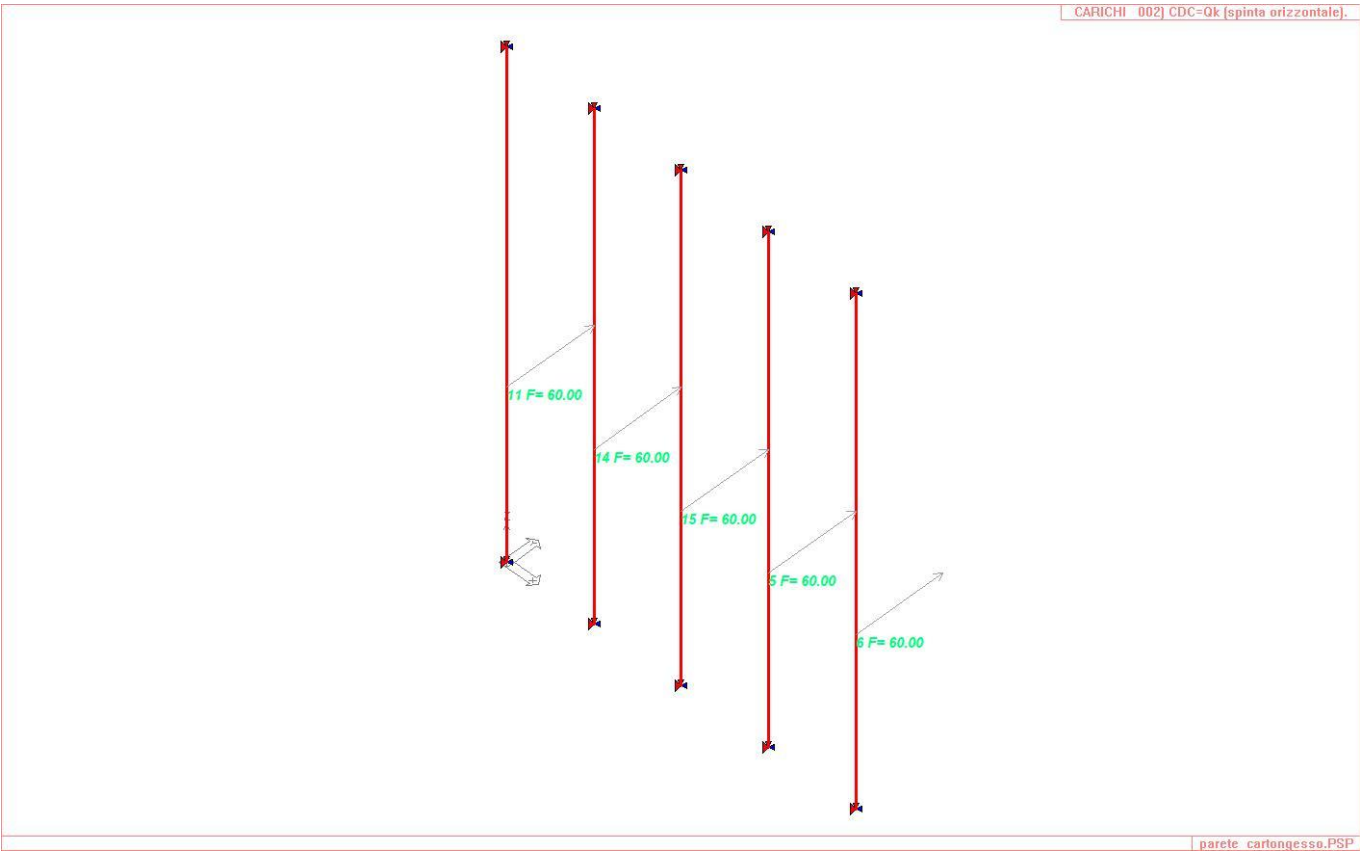
In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

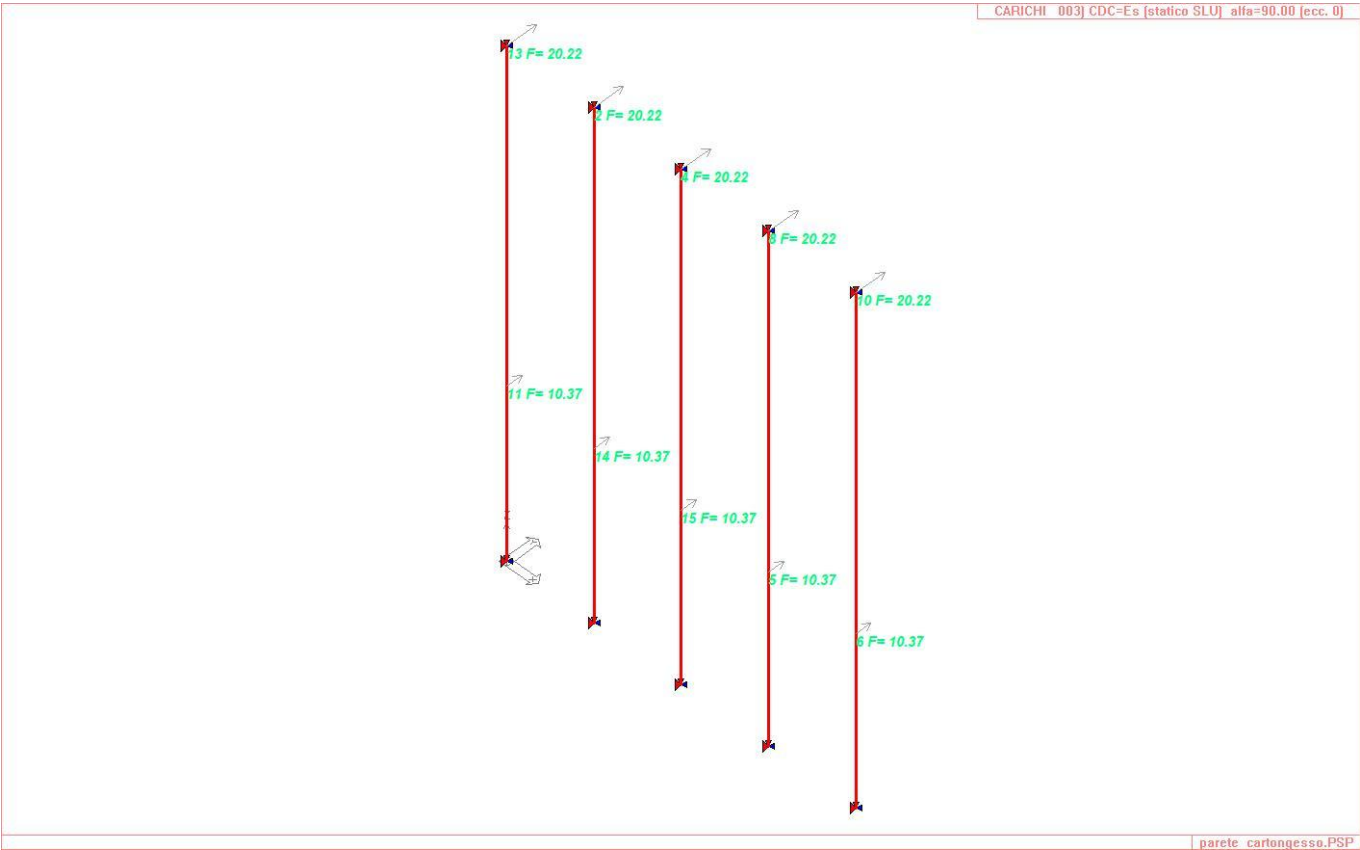
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Qk	CDC=Qk (spinta orizzontale).	Nodo:da 5 a 6 Azione : CN:Fy=60.00
			Nodo: 11 Azione : CN:Fy=60.00
			Nodo:da 14 a 15 Azione : CN:Fy=60.00
3	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=G1k (p.p. cartongesso)
4	Gk	CDC=G1k (p.p. cartongesso)	D2 :da 1 a 10 Azione : DG:Fzi=-0.18 Fzf=-0.18
5	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento)	D2 :da 1 a 10 Azione : DG:Fyi= 8.600e-02 Fyf= 8.600e-02



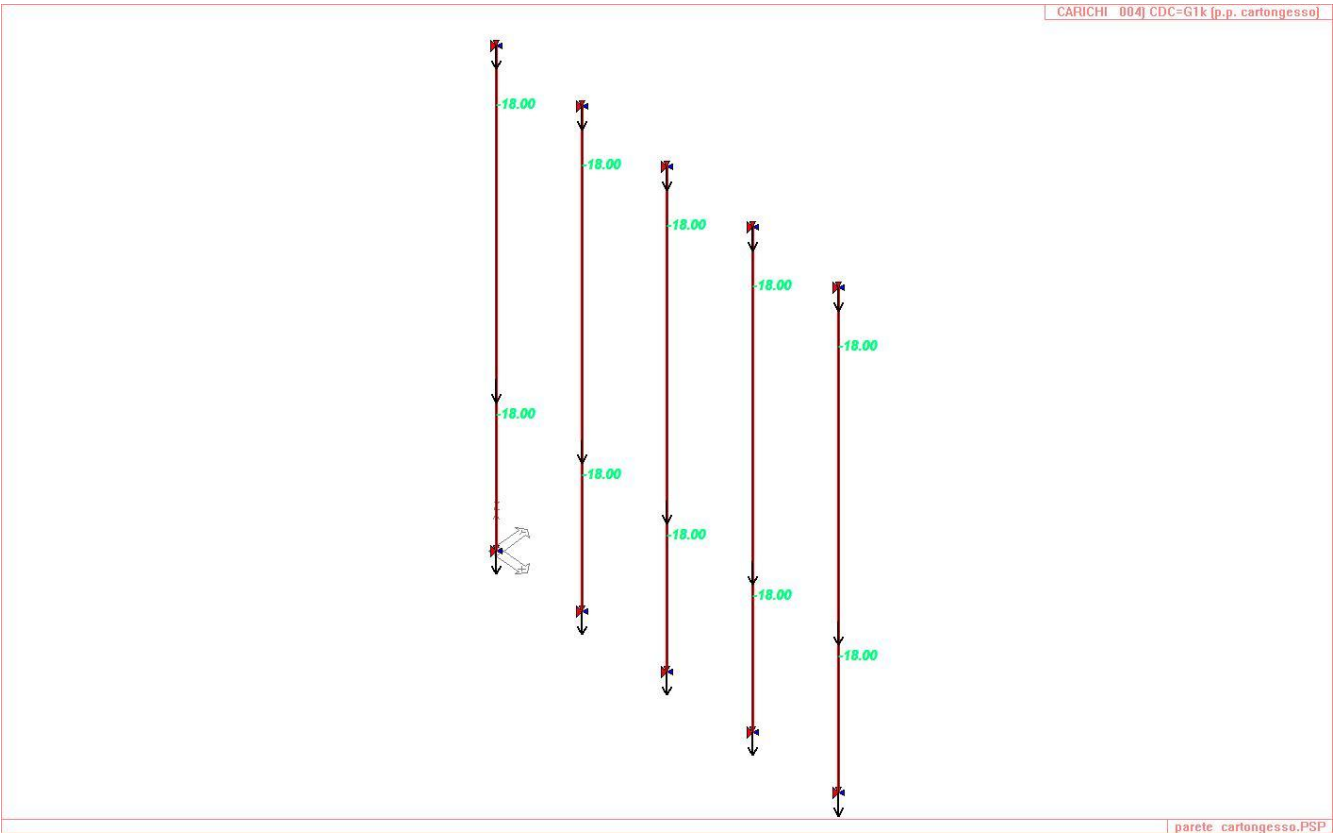
22_CDC_001_CDC=Ggk (peso proprio della struttura)



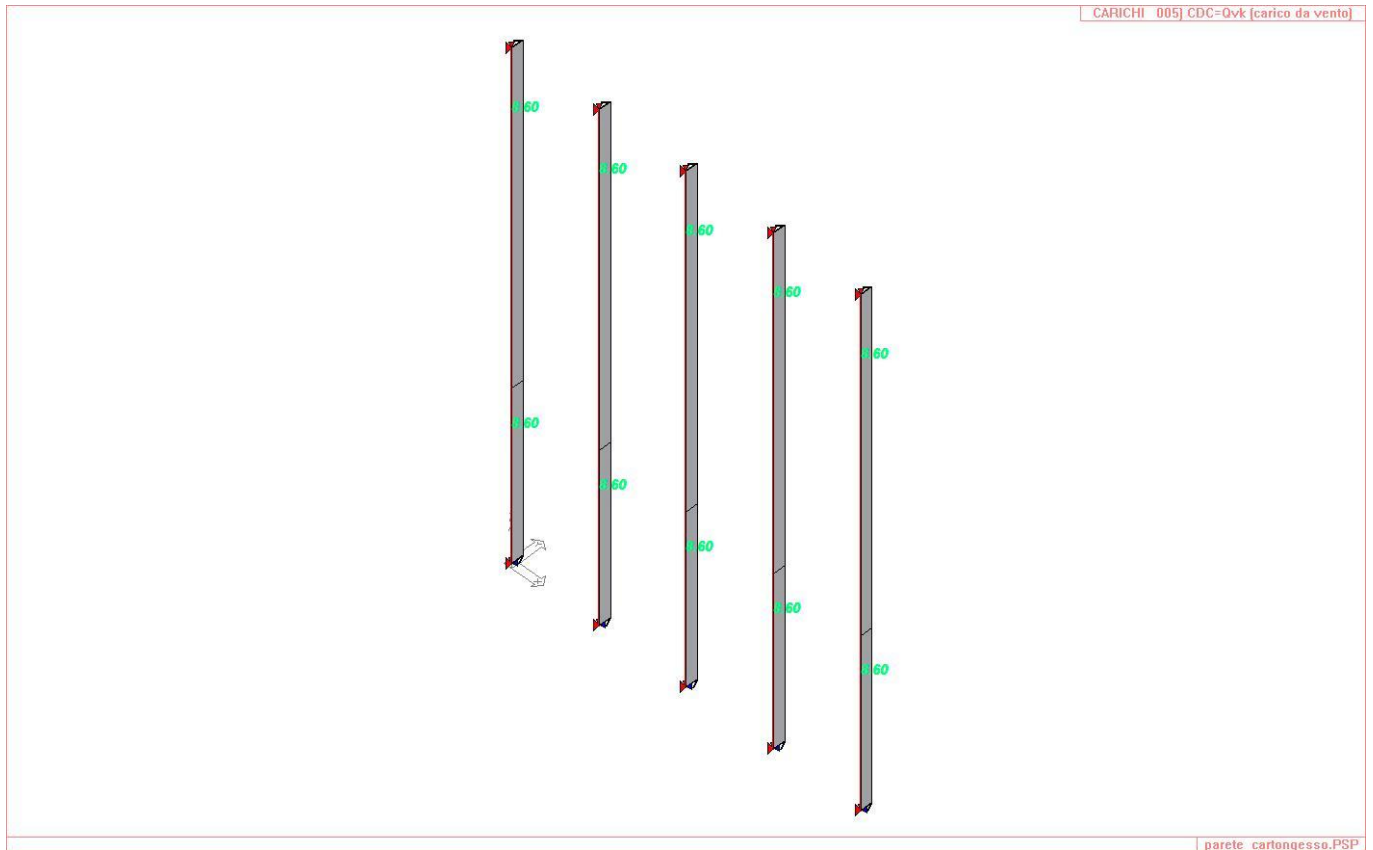
22_CDC_002_CDC=Qk (spinta orizzontale).



22_CDC_003_CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0)



22_CDC_004_CDC=G1k (p.p. cartongesso)



22_CDC_005_CDC=Qvk (carico da vento)

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Integrazioni

Dove:

NTC 2008 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30\text{kN}$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota $\leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0,00
Neve a quota $> 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2008 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 5
6	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 6
7	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 7
8	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 8
9	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 9
10	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 10
11	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 11
12	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 12
13	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13
14	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14

Cmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5
1	1.30	1.50	0.0	1.30	0.0
2	1.30	0.0	0.0	1.30	0.90
3	1.30	0.0	0.0	1.30	1.50
4	1.30	0.0	0.0	1.30	0.0
5	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0
6	1.00	0.0	0.0	1.00	0.60
7	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00
8	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0
9	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0
10	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0
11	1.00	0.0	0.0	1.00	0.20
12	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0
13	1.00	0.0	-1.00	1.00	0.0
14	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0

AZIONE SISMICA

VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L' azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	100.0	2.0	200.0	C	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.5)

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale

T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	11.586	44.812	
15623	11.519	44.769	7.074
15624	11.590	44.770	4.610
15402	11.588	44.820	0.954
15401	11.518	44.819	5.418

SL	P_{ver}	T_r	a_g	F_o	T^*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	120.0	0.077	2.570	0.270
SLD	63.0	201.0	0.099	2.570	0.270
SLV	10.0	1898.0	0.254	2.470	0.290
SLC	5.0	2475.0	0.281	2.450	0.290

SL	a_g	S	F_o	F_v	T_b	T_c	T_d
	g				sec	sec	sec
SLO	0.077	1.500	2.570	0.962	0.146	0.437	1.908
SLD	0.099	1.500	2.570	1.093	0.146	0.437	1.997
SLV	0.254	1.324	2.470	1.680	0.153	0.458	2.615
SLC	0.281	1.286	2.450	1.754	0.153	0.458	2.725

RISULTATI ANALISI SISMICHE

LEGENDA TABELLA ANALISI SISMICHE

Il programma consente l'analisi di diverse configurazioni sismiche.

Sono previsti, infatti, i seguenti casi di carico:

- 9. Esk** caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10. Edk caso di carico sismico con analisi dinamica

Ciascun caso di carico è caratterizzato da un angolo di ingresso e da una configurazione di masse determinante la forza sismica complessiva (si rimanda al capitolo relativo ai casi di carico per chiarimenti inerenti questo aspetto).

Nella colonna Note, in funzione della norma in uso sono riportati i parametri fondamentali che caratterizzano l'azione sismica: in particolare possono essere presenti i seguenti valori:

Angolo di ingresso	Angolo di ingresso dell'azione sismica orizzontale
Fattore di importanza	Fattore di importanza dell'edificio, in base alla categoria di appartenenza
Zona sismica	Zona sismica
Accelerazione ag	Accelerazione orizzontale massima sul suolo
Categoria suolo	Categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione
Fattore di struttura q	Fattore dipendente dalla tipologia strutturale
Fattore di sito S	Fattore dipendente dalla stratigrafia e dal profilo topografico
Classe di duttilità CD	Classe di duttilità della struttura – "A" duttilità alta, "B" duttilità bassa
Fattore riduz. SLD	Fattore di riduzione dello spettro elastico per lo stato limite di danno
Periodo proprio T1	Periodo proprio di vibrazione della struttura
Coefficiente Lambda	Coefficiente dipendente dal periodo proprio T1 e dal numero di piani della struttura
Ordinata spettro Sd(T1)	Valore delle ordinate dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo, componente orizzontale (verticale Svd)
Ordinata spettro Se(T1)	Valore delle ordinate dello spettro elastico ridotta del fattore SLD per lo stato limite di danno, componente orizzontale (verticale Sve)
Ordinata spettro S (Tb-Tc)	Valore dell' ordinata dello spettro in uso nel tratto costante
numero di modi considerati	Numero di modi di vibrare della struttura considerati nell'analisi dinamica

Per ciascun caso di carico sismico viene riportato l'insieme di dati sotto riportati (le masse sono espresse in unità di forza):

- a) **analisi sismica statica equivalente:**
- quota, posizione del centro di applicazione e azione orizzontale risultante, posizione del baricentro delle rigidezze, rapporto r/Ls (per strutture a nucleo), indici di regolarità e/r secondo EC8 4.2.3.2
 - azione sismica complessiva
- b) **analisi sismica dinamica con spettro di risposta:**
- quota, posizione del centro di massa e massa risultante, posizione del baricentro delle rigidezze, rapporto r/Ls (per strutture a nucleo), indici di regolarità e/r secondo EC8 4.2.3.2
 - frequenza, periodo, accelerazione spettrale, massa eccitata nelle tre direzioni globali per tutti i modi
 - massa complessiva ed aliquota di massa complessiva eccitata.

Per ciascuna combinazione sismica definita SLD o SLO viene riportato il livello di deformazione η_T (dr) degli elementi strutturali verticali. Per semplicità di consultazione il livello è espresso anche in unità $1000 \cdot \eta_T/h$ da confrontare direttamente con i valori forniti nella norma (es. 5 per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura, 10.0 per edifici con tamponamenti collegati elasticamente, 3 per edifici in muratura ordinaria, 4 per edifici in muratura armata).

Qualora si applichi il D.M. 96 (vedi NOTA sul capitolo "normativa di riferimento") l'analisi sismica dinamica può essere comprensiva di sollecitazione verticale contemporanea a quella orizzontale, nel qual caso è effettuata una sovrapposizione degli effetti in ragione della radice dei quadrati degli effetti stessi. Per ciascuna combinazione sismica - analisi effettuate con il D.M. 96 (vedi NOTA sul capitolo "normativa di riferimento") - viene riportato il livello di deformazione η_T , η_P e η_D degli elementi strutturali verticali. Per semplicità di consultazione il livello è espresso in unità $1000 \cdot \eta_T/h$ da confrontare direttamente con il valore 2 o 4 per la verifica.

Per gli edifici sismicamente isolati si riportano di seguito le verifiche condotte sui dispositivi di isolamento. Le verifiche sono effettuate secondo l' allegato 10.A dell'Ordinanza 3274 e smi. In particolare la tabella, per ogni combinazione SLU (SLC per il DM 14-01-2008) sismica riporta il codice di verifica e i valori utilizzati per la verifica: spostamento dE, area ridotta e dimensione A2, azione verticale, deformazioni di taglio dell' elastomero e tensioni nell' acciaio.

Nodo	Nodo di appoggio dell' isolatore
Cmb	Combinazione oggetto della verifica

Integrazioni

Verif.	Codice di verifica ok – verifica positiva , NV – verifica negativa, ND – verifica non completata
dE	Spostamento relativo tra le due facce (amplificato del 20% per Ordinanza 3274 e smi) combinato con la regola del 30%
Ang fi	Angolo utilizzato per il calcolo dell' area ridotta Ar (per dispositivi circolari)
V	Azione verticale agente
Ar	Area ridotta efficace
Dim A2	Dimensione utile per il calcolo della deformazione per rotazione
Sig s	Tensione nell' inserto in acciaio
Gam c(a,s,t)	Deformazioni di taglio dell' elastomero
Vcr	Carico critico per instabilità

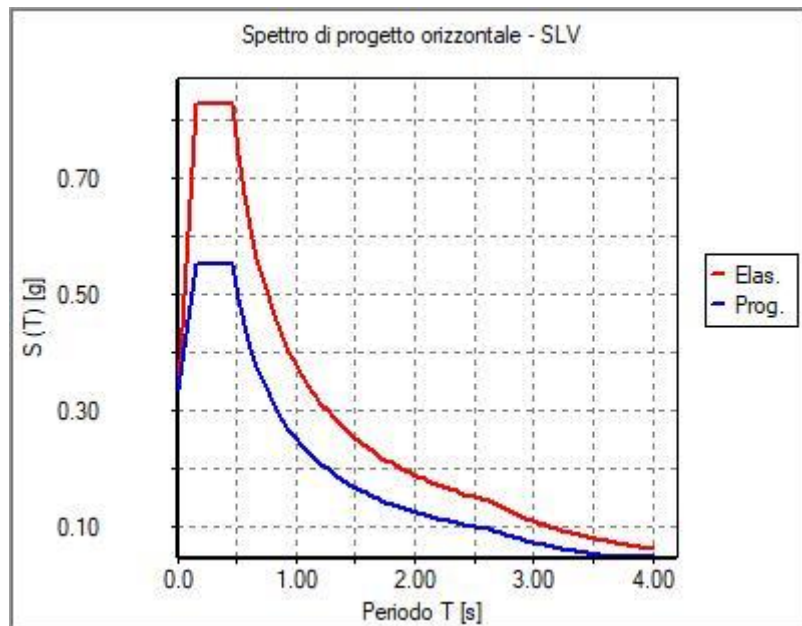
Affinché la verifica sia positiva deve essere:

- 1) $V > 0$
- 2) $\text{Sig s} < f_{yk}$
- 3) $\text{Gam t} < 5$
- 4) $\text{Gam s} < \text{Gam} * (\text{caratteristica dell' elastomero})$
- 5) $\text{Gam s} < 2$
- 6) $V < 0.5V_{cr}$

Con riferimento al **Documento di Affidabilità** "Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST" - versione Maggio 2011, disponibile per il download sul sito www.2si.it, si segnalano i seguenti esempi applicativi:

Test N°	Titolo
23	DM 2008: SPETTRO
29	SISMICA 1000/H, SOMMA V, EFFETTO P-δ
30	ANALISI DI UN EDIFICIO CON ISOLATORI SISMICI
70	MASSE SISMICHE
75	PROGETTO DI ISOLATORI ELASTOMERICI
76	VERIFICA DI ISOLATORI ELASTOMERICI
77	VERIFICA DI ISOLATORI FRICTION PENDULUM

CDC	Tipo	Sigla Id			Note							
3	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0)										
					categoria suolo: C							
					fattore di sito S = 1.324							
					ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.553 g							
					angolo di ingresso:90.00							
					eccentricità aggiuntiva: nulla							
					periodo proprio T1: 0.377 sec.							
					fattore q: 1.500							
					fattore per spost. mu d: 1.607							
					classe di duttilità CD:							
					coefficiente Lambda: 1.000							
					ordinata spettro Sd(T1): 0.553							
Quota	Forza Sismica	Tot. parziale	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-XE	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	daN	daN	m	m	m	m	m	m			
3.54	101.09	101.09	110.03	1.20	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	1.225	0.0	0.0
1.20	51.84	152.92	166.45	1.20	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	1.225	0.0	0.0
Risulta	152.92		276.47									



31_RIS_SPETTRI_PROGETTO_SLV_O

VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO

LEGENDA TABELLA VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO

Il programma consente la verifica dei seguenti tipi di elementi:

1. **aste** 2. **travi** 3. **pilastr**

L'esito delle verifiche è espresso con un codice come di seguito indicato

- Ok:** verifica con esito positivo
NV: verifica con esito negativo
Nr: verifica non richiesta.

Per comodità gli elementi vengono raggruppati in tabelle in relazione al tipo.

Ai fini delle verifiche (come da D.M. 14 Gennaio 2008 e circ. 2 Febbraio 2009 n.617) i tipi elementi differiscono per i seguenti aspetti:

Verifica	Aste	Travi	Pilastr
4.2.3.1 Classificazione	X	X	X
4.2.4.1.2 Trazione, Compressione	X	X	X
Taglio, Torsione		X	X
Flessione, taglio e forza assiale		X	X
4.2.4.1.3.1 Aste compresse	X	X	X
4.2.4.1.3.2 Instabilità flessio-torsionale		X	X
4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse		X	X

Ai fini delle verifiche per strutture dissipative (come da D.M. 14 Gennaio 2008 e circ. 2 Febbraio 2009 n.617 per strutture intelaiate e a controventi concentrici) si considerano le verifiche del capitolo 4 con azioni amplificate e le verifiche del capitolo 7:

Verifica	Travi	Pilastr
4.2.4.1.2 Trazione, Compressione	X	X
Taglio, Torsione		X
Flessione, taglio e forza assiale	X	X
4.2.4.1.3.1 Aste compresse	X	X
4.2.4.1.3.2 Instabilità flessio-torsionale		X
7.5.3 Sfruttamento per momento	X	
7.5.4 Sfruttamento per sforzo normale	X	
7.5.5 Sfruttamento per taglio da capacità flessionale	X	
7.5.9 Sfruttamento per taglio amplificato		X

Viene inoltre riportata la verifica del par. 7.5.4.3 Gerarchia delle resistenze trave-colonna per ogni colonna, considerando piede e testa in entrambe le direzioni globali X e Y.

L'insieme delle verifiche sopra riportate è condotto sugli elementi purché dotati di sezione idonea come da tabella seguente:

Azione	SEZIONI GENERICHE	PROFILI SEMPLICI	PROFILI ACCOPPIATI
4.2.3.1 Classificazione automatica	L, doppio T, C, rettangolare cava, circolare cava	Tutti	Da profilo semplice
4.2.3.1 Classificazione di default 2	Circolare		

Integrazioni

4.2.3.1	Classificazione di default 3	restanti		
4.2.4.1.2	Trazione	si	si	si
4.2.4.1.2	Compressione	si	si	si
4.2.4.1.2	Taglio, Torsione	si	si	si
4.2.4.1.2	Flessione, taglio e forza assiale	si	si	si
4.2.4.1.3.1	Aste compresse	si	si	per elementi ravvicinati e a croce o coppie calastrellate
4.2.4.1.3.2	Travi inflesse	doppio T simmetrica	doppio T	no

Le verifiche sono riportate in tabelle con il significato sotto indicato; le verifiche sono espresse dal rapporto tra l'azione di progetto e la capacità ultima, pertanto la verifica ha esito positivo per rapporti non superiori all'unità.

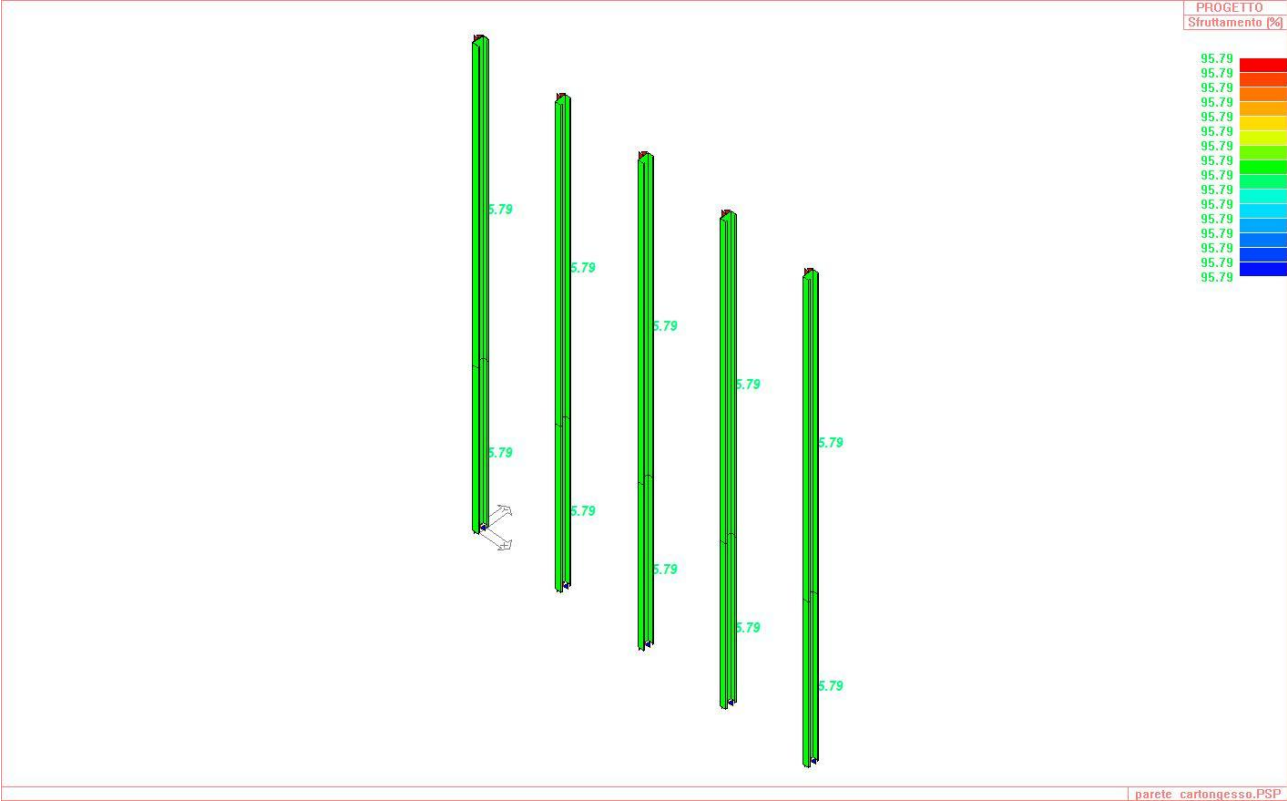
Asta	Trave	Pilastro	numero dell'elemento
Stato	codice di verifica per resistenza, stabilità, svergolamento		
Note	sezione e materiali adottati per l'elemento		
V N	(ASTE) verifica come da par. 4.2.4.1.2 per punto (4.2.6) e (4.2.10)		
V V/T	(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni taglio-torsione (4.2.17 e 4.2.29)		
V N/M	(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni composte (4.2.34) con riduzione per taglio (4.2.41) ove richiesto		
N	M3	M2	V2 V3 T
V stab	(ASTE) verifica come da par. 4.2.4.1.3 per punto (4.2.42)		
V stab	(TRAVI E PILASTRI) verifica come da par. 4.2.4.1.3 per punti (C4.2.32) o (C4.2.36) (membrature inflesse e compresse senza/con presenza di instabilità flesso-torsionale)		
BetaxL	B22xL	B33xL	lunghezze libere di inflessione (se indicato riferiti al piano di normale 22 o 33 rispettivamente)
Snellezza	snellezza massima		
Classe	classe del profilo		
Chi mn	coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità pertinente		
Rif. cmb	combinazioni in cui si sono rispettivamente attinti i valori di verifica più elevati		
V flst	(TRAVI E PILASTRI) verifica di stabilità come da par. 4.2.4.1.3.2 per punto (4.2.49)		
B1-1 x L	Beta1-1 x L: interesse tra i ritegni torsionali		
Chi LT	coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità flesso-torsionale		
Snelladim	Valore della snellezza adimensionale, utilizzato per il controllo previsto al par. 7.5.5		
v.Omeg	Valore del rapporto capacità/domanda per l'azione di interesse (momento per travi e azione assiale per aste) utilizzato per l'amplificazione delle azioni		
f.Om. N	Fattore di amplificazione delle azioni assiali per travi e colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.5		
f.Om. T	Fattore di amplificazione delle azioni (assiali, flettenti e taglianti) per colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.4		
V.7.5.3 M Ed	Verifica come prevista al punto 7.5.3 e valore dell'azione flettente		
V.7.5.4 N Ed	Verifica come prevista al punto 7.5.4 e valore dell'azione assiale		
V.7.5.5 V Ed,G V Ed,M	Verifica come prevista al punto 7.5.5 e valore dei tagli dovuti ai carichi e alla capacità		
V.7.5.9 V Ed	Verifica come prevista al punto 7.5.9 e valore dell'azione di taglio		
sovr. Xi (Xf, Yi, Yf)	Valore della sovreresistenza come prevista al par. 7.5.4.3 (i valori non sono normalizzati pertanto saranno maggiori uguali a gamma rd classe di duttilità)		

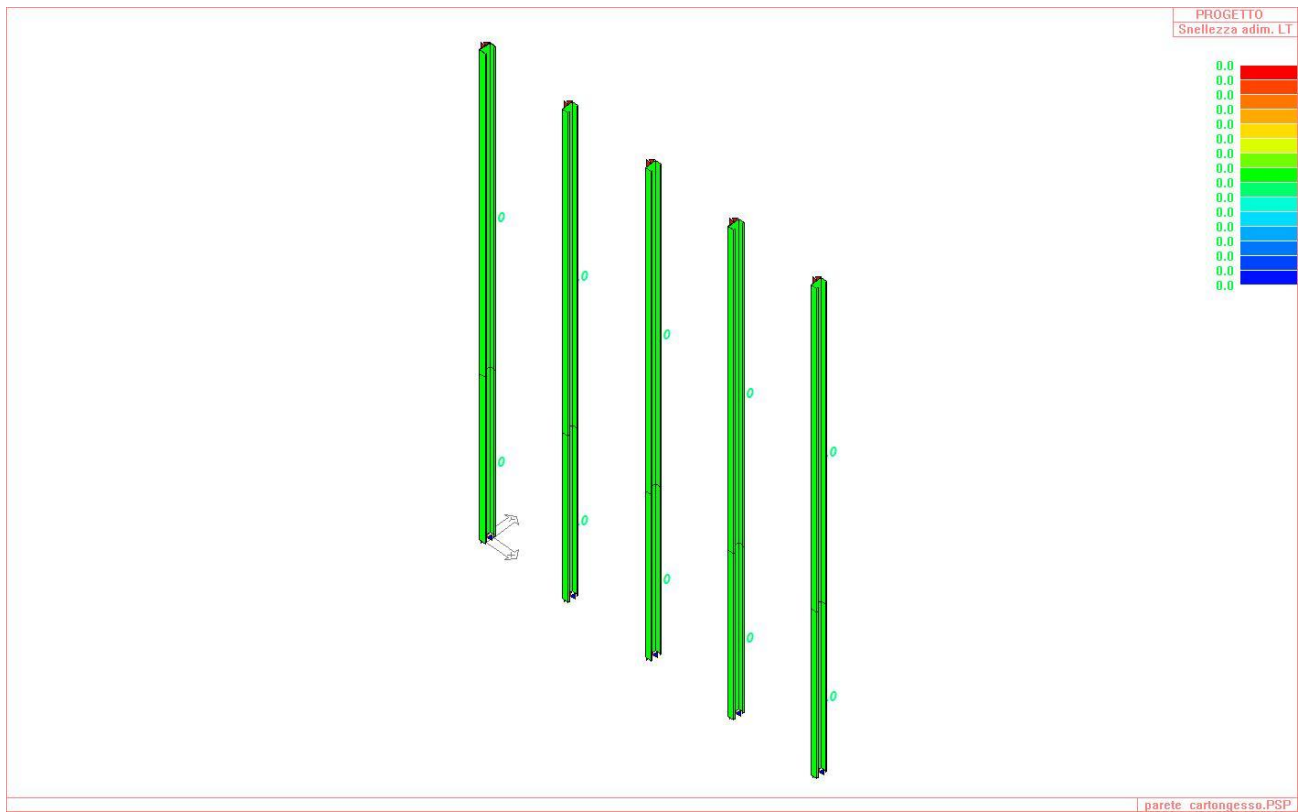
Con riferimento al **Documento di Affidabilità** "Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST" - versione Settembre 2014, disponibile per il download sul sito www.2si.it, si segnalano i seguenti esempi applicativi:

Test N°	Titolo
56	VERIFICA DI STABILITA' DI ASTE COMPRESSE IN ACCIAIO – METODO OMEGA
57	LUCE LIBERA DI TRAVI E ASTE IN ACCIAIO
58	LUCE LIBERA DI COLONNE IN ACCIAIO
59	SVERGOLAMENTO DI TRAVI IN ACCIAIO
61	ACCIAIO D.M. 2008
63	GERARCHIA RESISTENZE STRUTTURE IN ACCIAIO
64	STABILITA' DI ASTE COMPOSTE IN ACCIAIO
73	VALUTAZIONE EFFETTO P-δ SU PILASTRATA
74	VALUTAZIONE EFFETTO P-δ SU TELAIO 3D

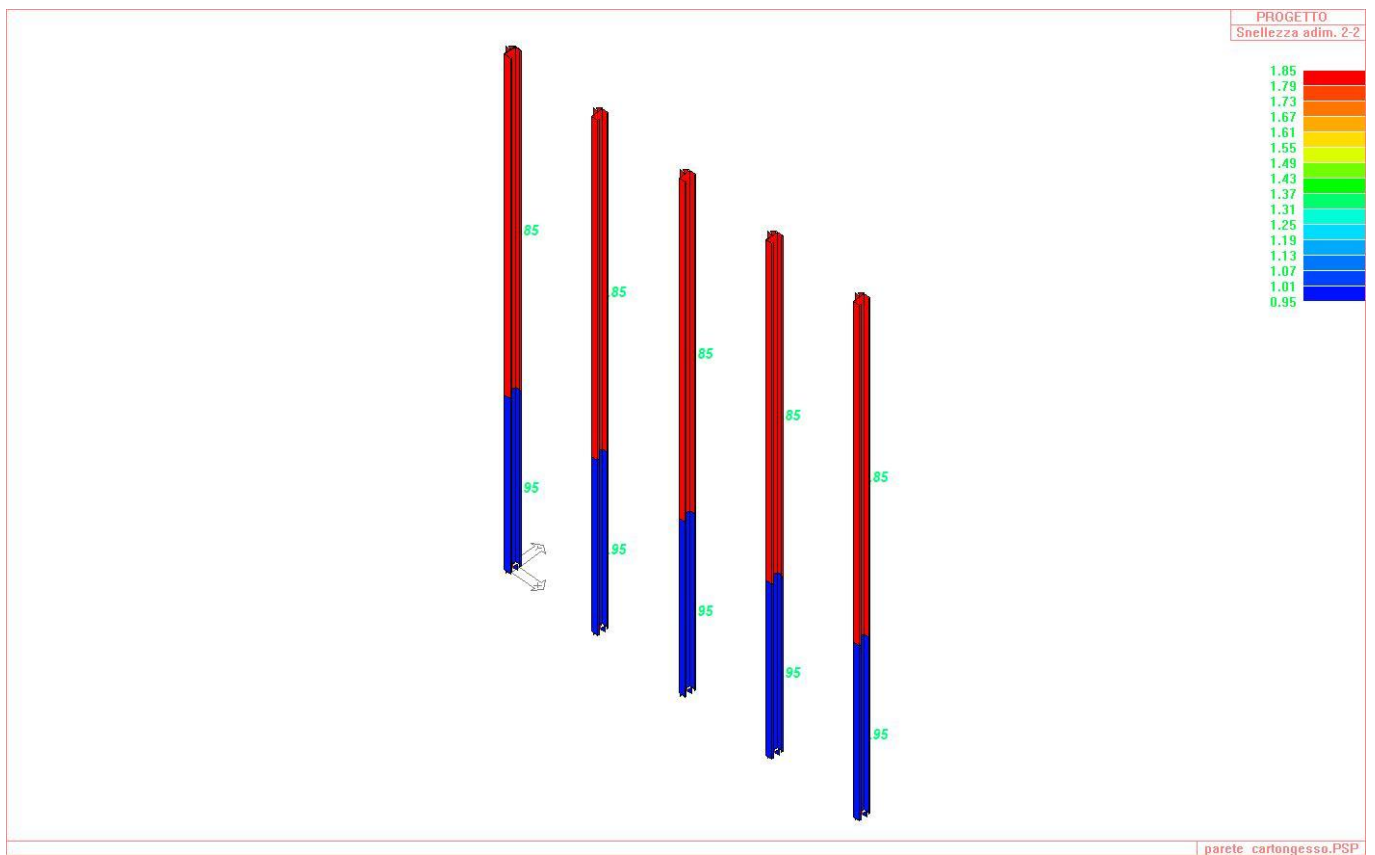
Pilas.	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb

Pilas.	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
1	ok	s=2,m=46	0.07	0.96		3								1,1,0,0
2	ok	s=2,m=46	0.07	0.96		3								1,1,0,0
3	ok	s=2,m=46	0.04	0.96		3								1,1,0,0
4	ok	s=2,m=46	0.04	0.96		3								1,1,0,0
5	ok	s=2,m=46	0.04	0.96		3								1,1,0,0
6	ok	s=2,m=46	0.07	0.96		3								1,1,0,0
7	ok	s=2,m=46	0.04	0.96		3								1,1,0,0
8	ok	s=2,m=46	0.07	0.96		3								1,1,0,0
9	ok	s=2,m=46	0.07	0.96		3								1,1,0,0
10	ok	s=2,m=46	0.04	0.96		3								1,1,0,0
Pilas.			V V/T	V N/M	V stab		LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	
			0.07	0.96										

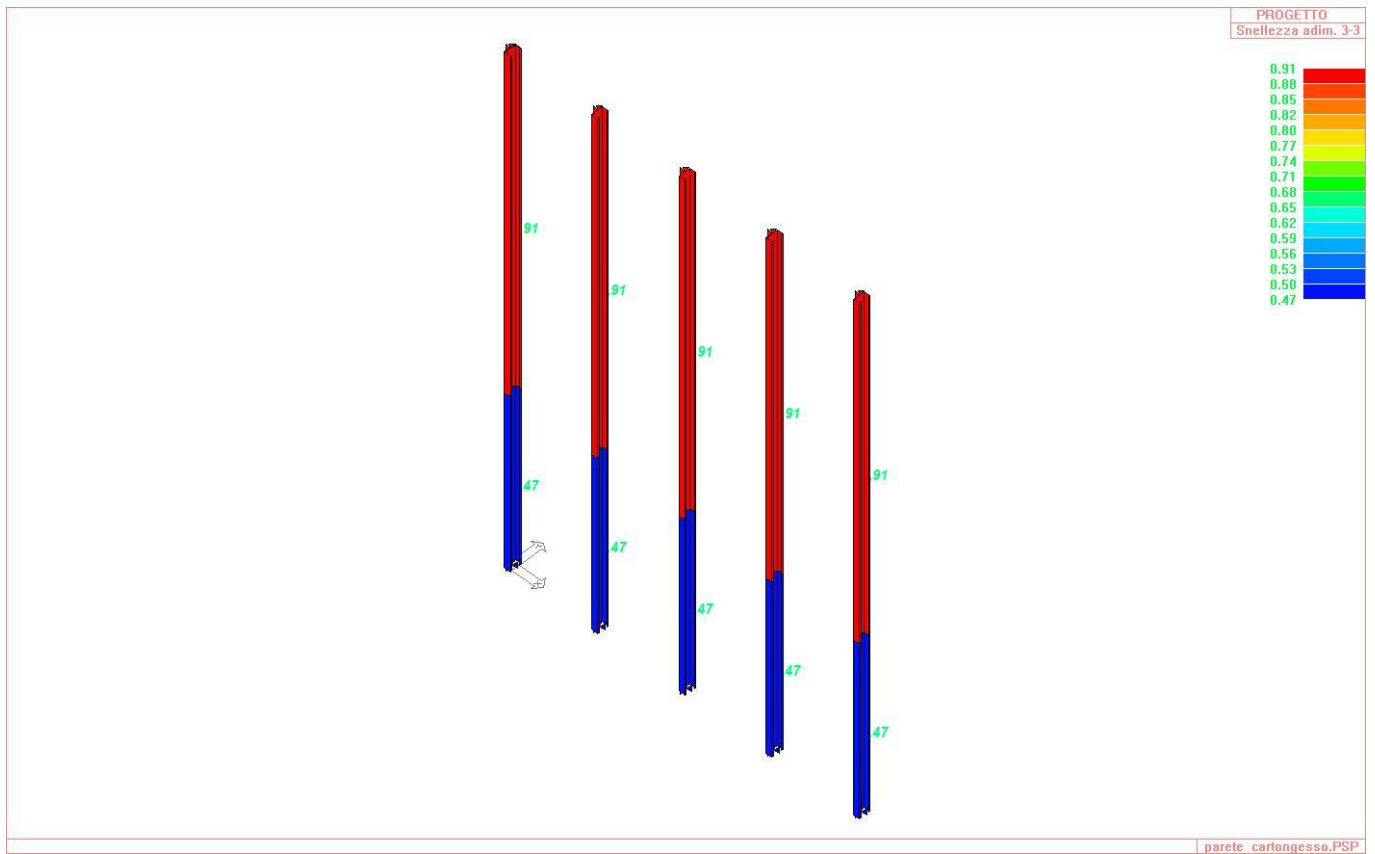




73_PRO_ST_SNELLEZZATOR



73_PRO_ST_SNELLEZZAXX



73_PRO_ST_SNELLEZZAYY

PUNTO 7

In allegato si trasmettono i disegni esecutivi degli elementi che costituiscono la struttura prefabbricata ed i particolari delle rispettive interconnessioni