

COMMITTENTE:

COMUNE DI TOSCOLANO MADERNO
Provincia di Brescia

SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO DI TOSCOLANO
AMPLIAMENTO E MESSA A NORMA PREVENZIONE INCENDI



P₁ - PROGETTO ESECUTIVO - 1° STRALCIO

Progettista

Studio di Ingegneria Trevisani
Ing. Fabio Trevisani

Via G.B. Cipani, 87 - Gardone Riviera (BS)
Tel./fax 0365-540921 - E-mail info@treving.it

Responsabile del procedimento:

Timbro e firma del responsabile:

E					
D					
C					
B					
A					
-	19-05-2017	PRIMA CONSEGNA	-	-	-
	DATA	REVISIONE	NOME FILE	DIS.	CONTR.
				APPR.	

TITOLO:

RELAZIONE TECNICA
OPERE STRUTTURALI

Timbro e firma del coordinatore:

Ing. Fabio Trevisani

COMMESSA	ELABORATO				
	PRATICA	PARTE	DISC. PROG.	NUMERO	REV.
C154	-	P ₁	E	r09	-

SCALA:

-



COMUNE DI TOSCOLANO-MADERNO
PROVINCIA DI BRESCIA

RELAZIONE TECNICA OPERE STRUTTURALI
progetto di ampliamento e adeguamento alla normativa antincendio
scuola media G. Di Pietro

COMMITTENTE: Comune di Toscolano-Maderno

IL TECNICO



Toscolano-Maderno, 19 maggio 2017

1. GENERALITA'

L'intervento ha lo scopo di adeguare l'edificio alla normativa di prevenzione incendi. E' inoltre previsto l'ampliamento della zona di ingresso dell'auditorium in modo da consentirne una migliore fruibilità da parte del pubblico in caso di utilizzo per scopi extra-scolastici.

Il fabbricato esistente è costituito da una struttura prefabbricata in c.a. suddivisa in n. 2 corpi di fabbrica indipendenti ai piani fuori terra. La copertura della zona palestra è in acciaio, con capriate reticolari, terzere tralicciate in acciaio e pannello sandwich di copertura. Il resto degli orizzontamenti è interamente costituito da travi e tegoli in c.a. con getto collaborante.

La costruzione dell'edificio risale al 1984. Secondo la documentazione tecnica recuperata presso l'Amministrazione Pubblica (collaudo statico), in variante rispetto al progetto originario la costruzione dell'edificio era poi avvenuta tenendo conto della prima classificazione sismica del territorio interessato (S=9) mediante l'introduzione di alcuni setti con funzione antisismica.

2. DESCRIZIONE OPERE STRUTTURALI

A) AMPLIAMENTO AUDITORIUM

Si tratta della realizzazione di un piccolo locale esterno da utilizzare come hall di ingresso per le manifestazioni aperte al pubblico. Il nuovo edificio è ad un piano fuori terra con piano interrato; in quest'ultimo verrà realizzato un locale di servizio ad uso della adiacente palestra.

Il piano interrato verrà reso solidale alla struttura esistente. Viceversa la parte fuori terra sarà realizzata con struttura indipendente, separata dalla costruzione esistente tramite giunto antisismico di adeguato spessore.

Il piano interrato sarà costituito da fondazioni e muri in c.a.. La parte fuori terra sarà realizzata con colonne e travi in acciaio e da una copertura in c.a. con sbalzi pure in c.a..

B) NUOVE VIE FUGA PALESTRA E ZONA ESTERNA DI STAZIONAMENTO

Si tratta della realizzazione di un ampio spazio esterno a servizio della palestra, in lato nord, da utilizzare per il deflusso delle persone presenti in occasione di manifestazioni aperte al pubblico.

Le opere comprendono la apertura di alcune porte nella muratura esistente e lo sbancamento del terreno esistente, la demolizione della piccola scala esistente e la realizzazione del nuovo spazio interrato con fondazioni e muri in c.a.. Le 2 scale esterne di accesso al piano campagna saranno pure in c.a..

Le nuove aperture verranno praticate in una zona non sottostante i setti antisismici presenti nella struttura esistente e, in ogni caso, interesseranno la parte muraria al di sotto del piano di zero sismico (parte interrata edificio). Non vi è pertanto alcuna modifica nel comportamento strutturale dell'edificio in fase sismica.

C) NUOVA VIA DI FUGA LOCALE RITROVO RAGAZZI

Si tratta della realizzazione di una nuova scala esterna per il deflusso in caso di emergenza dei ragazzi dal locale interrato di ritrovo mattutino.

Le opere includono la demolizione del parapetto in c.a. della muratura perimetrale in corrispondenza di una bocca di lupo esistente, lo scavo ed il getto di fondazioni e muri in c.a. di contenimento del terrapieno. La scala di fuga sarà appoggiata direttamente sul suolo.

Anche in questo caso non vi è alcuna modifica nel comportamento strutturale dell'edificio in fase sismica in quanto la nuova apertura verrà praticata in una zona non sottostante i setti antisismici presenti nella struttura esistente ed interesserà solo la parte muraria al di sotto del piano di zero sismico (parte interrata edificio).

Verrà infine realizzata una nuova bocca di lupo esterna a servizio del nuovo locale archivio del piano interrato.

3. PARAMETRI DI CALCOLO

Ai fini del calcolo delle strutture sono stati adottati i seguenti parametri generali di riferimento (porzione edificio in ampliamento):

PARAMETRO	VALORE
Tipo di costruzione	Opere ordinarie
Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	III Costruzioni con affollamenti significativi o con attività pericolose per l'ambiente
Coefficiente d'uso C_U	1.5
Periodo riferimento V_R	75 anni

Tab. 1 – Parametri generali assunti alla base della progettazione

Per ciò che concerne carichi e sovraccarichi, facendo riferimento alla normativa vigente (D.M. 14 gennaio 2008) si sono adottati i seguenti sovraccarichi variabili (valori caratteristici):

PARAMETRO	VALORE
Hall auditorium	500 daN/m ²
Scale e ballatoi	500 daN/m ²
Copertura hall (neve)	120 daN/m ²

Tab. 2 – Sovraccarichi variabili assunti alla base della progettazione

4. INQUADRAMENTO SISMICO

Il Comune rientra nel gruppo delle zone sismiche ai sensi della classificazione contenuta nel D.M. 14 gennaio 2008 (NTC).

L'analisi sismica è limitata alla parte di edificio descritta al precedente paragrafo 2.A in quanto le restanti opere sono costituite per lo più da murature di contenimento, comunque calcolate tenendo conto degli opportuni coefficienti di maggiorazione.

Come già accennato, la nuova porzione di edificio è costituita da n. 2 livelli, con quello inferiore posto sotto il piano campagna e reso solidale alla struttura (interrata) esistente; il piano fuori terra è invece costituito da colonne e travi in acciaio con solaio di copertura in c.a. pieno. Sismicamente la struttura è di tipo a mensola (pendolo inverso), ragion per cui l'intera resistenza alle azioni sismiche è affidata alle colonne, al piede delle quali quindi si concentra la richiesta di duttilità. Comportandosi come pure bielle, le travi (HEA) costituiscono quindi elementi secondari ai fini sismici, così come la soletta in c.a. di copertura.

Ai fini delle verifiche strutturali in fase sismica si sono adottati i parametri di seguito indicati:

PARAMETRO	VALORE
Regolarità struttura in pianta	SI
Regolarità struttura in altezza	SI
Classe duttilità	Bassa
Categoria suolo	C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o a grana fina mediamente consistenti
Categoria topografica	T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Tab. 3 – Principali parametri sismici adottati.

Per quanto concerne i restanti parametri sismici adottati (coefficienti di struttura, parametri S_S , F_0 , T_A , T_B , etc. etc. per i vari stati limite considerati), si fa riferimento alla allegata relazione di calcolo (con relativi tabulati).

**Carichi amplimento auditorium scuole medie
Toscolano-Maderno - 03/2015**

Struttura: 1° orizzontamento - parte interna - laterocemento H=20+4			
	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio piano in laterocemento H=20+4			300 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Intonaco			30 daN/mq
Rasatura impianti in Leca	0,12	1250	150 daN/mq
Caldana piano perfetto x pavimento incollato	0,05	2200	110 daN/mq
Pavimento incollato	0,02	2000	40 daN/mq
		<i>Totale</i>	<i>300 daN/mq</i>
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (auditorium)			500 daN/mq
		Totale	1'100 daN/mq

Struttura: 1° orizzontamento - parte esterna - laterocemento H=20+4			
	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio piano in laterocemento H=20+4			300 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Intonaco o controsoffitto			30 daN/mq
Cartella di pendenza in cls s=5 cm	0,05	2200	110 daN/mq
Isolamento+guaina+cartella protezione cls s=5 cm	0,04	2200	88 daN/mq
Pavimentazione s=12 cm	0,12	1800	216 daN/mq
		<i>Totale</i>	<i>450 daN/mq</i>
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (auditorium)			500 daN/mq
		Totale	1'250 daN/mq

Struttura: 1° orizzontamento - passerella nuova via fuga auditorium - c.a. H=15			
	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio piano in c.a. s=15 cm	0,15	2500	375 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Intonaco o controsoffitto			30 daN/mq
Cartella di pendenza in cls s=5 cm	0,05	2200	110 daN/mq
Isolamento+guaina+cartella protezione cls s=5 cm	0,04	2200	88 daN/mq
Pavimentazione s=12 cm	0,12	1800	216 daN/mq
		<i>Totale</i>	<i>450 daN/mq</i>
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (auditorium)			500 daN/mq
		Totale	1'330 daN/mq

**Carichi amplimento auditorium scuole medie
Toscolano-Maderno - 03/2015**

Struttura: 2° orizzontamento - copertura in c.a. pieno s=20 cm			
	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio piano in c.a. s=20 cm	0,20	2500	500 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Intonaco o controsoffitto			30 daN/mq
Cartella di pendenza in cls s=5 cm	0,05	2200	110 daN/mq
Isolamento+guaina+cartella protezione cls s=5 cm	0,04	2200	88 daN/mq
Ghiaia secca s=10 cm (UTA)	0,10	1500	150 daN/mq
		<i>Totale</i>	<i>380 daN/mq</i>
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (neve)			120 daN/mq
		Totale	1'000 daN/mq

Struttura: 2° orizzontamento - gronde in c.a. pieno s=20 cm			
	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio piano in c.a. s=20 cm	0,20	2500	500 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Intonaco o controsoffitto			30 daN/mq
Cartella di pendenza in cls s=5 cm	0,05	2200	110 daN/mq
Isolamento+guaina+cartella protezione cls s=5 cm	0,04	2200	88 daN/mq
Ghiaia secca s=10 cm (UTA)	0,10	1500	150 daN/mq
		<i>Totale</i>	<i>380 daN/mq</i>
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (neve)			120 daN/mq
		Totale	1'000 daN/mq

Struttura: nuova porzione rampa scala tribune palestra			
	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Rampa in c.a. s=15 cm	0,15	2500	375 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Sottofondo pavimento	0,05	2200	110 daN/mq
Pavimento	0,03	2000	60 daN/mq
		<i>Totale</i>	<i>170 daN/mq</i>
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (auditorium)			500 daN/mq
		Totale	1'050 daN/mq

AMPLIAMENTO-HALL AUDITORIUM SCUOLE MEDIE TOSCOLANO – 03/2015

RELAZIONE CALCOLO SOLAIO 2°

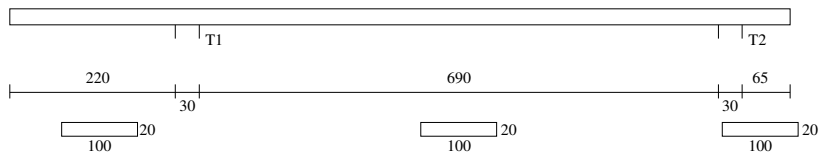
Simboli usati nella verifica delle sezioni in c.a metodo DM 14-01-08

x	distanza da sinistra della sezione di verifica
Asup	area di acciaio efficace superiore
cs	distanza tra baricentro delle armature superiori e bordo della sezione
Ainf	area di acciaio efficace inferiore
ci	distanza tra baricentro delle armature inferiori e bordo della sezione
Mela	momento flettente derivante dal calcolo elastico lineare
MEd	momento di calcolo (a seguito di traslazione ed eventuale ridistribuzione)
MRd	momento ultimo
x/d	rapporto tra altezza dell'asse neutro ed altezza utile
Ast	area di staffatura (cmq/cm)
Afp+	area di staffatura equivalente per taglio positivo fornita dai sagomati
Afp-	area di staffatura equivalente per taglio negativo fornita dai sagomati
VRcd	taglio che produce la rottura delle bielle compresse di calcestruzzo
Vod	taglio di verifica della sezione (per travi con sezione di altezza variabile in campata)
VEd	taglio di calcolo (comprende l'effetto della variabilità della sezione)
VEd.rid	taglio di calcolo ridotto secondo EC2 6.2.3 (5) o secondo EC2 6.2.2 (6) o secondo EC2 6.2.1 (8)
VRd	resistenza a taglio della sezione priva di armatura a taglio
VRsd	resistenza a taglio della sezione prodotta dalla armatura a taglio
Mese.R	momento di esercizio in condizione rara
$\sigma_c.R$	tensione di compressione nel calcestruzzo in condizione rara
$\sigma_f.R$	tensione di trazione nell'acciaio in condizione rara
Mese.QP	momento di esercizio in condizione quasi permanente
$\sigma_c.QP$	tensione di compressione nel calcestruzzo in condizione quasi permanente
srmi	intervallo tra le fessure al lembo inferiore
wkiR	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo inferiore in condizione rara
wkiF	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo inferiore in condizione frequente
wkiQP	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo inferiore in condizione quasi permanente
srms	intervallo tra le fessure al lembo superiore
wksR	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo superiore in condizione rara
wksF	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo superiore in condizione frequente
wksQP	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo superiore in condizione quasi permanente
fg.R	freccia con calcestruzzo interamente reagente in condizione rara
ff.R	freccia con calcestruzzo fessurato in condizione rara
fg.QP	freccia con calcestruzzo interamente reagente in condizione quasi permanente
ff.QP	freccia con calcestruzzo fessurato in condizione quasi permanente
f.QPcreep	freccia con calcestruzzo fessurato in condizione quasi permanente a viscosità esaurita
f.max	cedimento massimo (per suolo elastico positivo se di abbassamento)
teta	inclinazione delle bielle compresse del traliccio rispetto all'asse della trave (rad)
$\sigma_t.max$	pressione massima sul terreno (per suolo elastico positiva se di pressione)
f.min	cedimento minimo (per suolo elastico positivo se di abbassamento)
$\sigma_t.min$	pressione minima sul terreno (per suolo elastico positiva se di pressione)

Solaio 2

SOLAIO

Geometria di input



Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio da armatura) 1.15

Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00

Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.30

Gamma G2 inf. (permanenti portati, effetto favorevole) 0.00

Gamma G2 sup. (permanenti portati, effetto sfavorevole) 1.50

Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00

Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare 1.00

Combinazioni frequenti 0.20

Combinazioni quasi permanenti 0.00

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 1 sezione rettangolare H 20.0 B 100.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
mensola sinistra	235.0	1	20.0	0.00
campata n. 1	720.0	1	20.0	0.00
mensola destra	80.0	1	20.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale	
1	T1	30.0	0.0000E+00	diretto
2	T2	30.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 300

Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500

Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3

Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

MENSOLA SINISTRA

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	5.00		3.80		1.20

CAMPATA n. 1

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	5.00		3.80		1.20

MENSOLA DESTRA

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	5.00		3.80		1.20

OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN, apertura fessure in mm).

mensola sinistra tra i punti -T1

sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	0.0	2.0	0.0	2.0	0	-17	0	.000	.000	.000	.000	571	0		89	0	0.79
78	10.1	2.8	5.7	2.6	-430	-620	-6218	.175	.000	.000	.000	546	-11		85	0	0.79
157	10.1	2.8	5.7	2.6	-1718	-2081	-6218	.175	.000	.000	.000	546	-22		85	0	0.79
220	10.1	2.8	3.2	2.6	-3388	-3388	-6220	.183	.000	.000	.000	546	-31		101	0	0.79
235	10.1	2.8	10.4	2.8	-3866	-3775	-6207	.176	.000	.000	.000	546	-33		101	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
0	0	0	0	0	0									0.10	0.19	-.02	0.06	-.19	
78	-307	4	63	-270	4									0.05	0.11	-.03	0.02	-.18	
157	-1227	17	252	-1080	15									0.00	0.03	-.03	-.01	-.14	
220	-2420	51	1578	-2130	45					18.7	0.10	0.08	0.08	0.00	0.00	-.01	-.01	-.04	
235	-2658	52	1739	-2430	47					16.2	0.10	0.08	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

campata n. 1 tra gli appoggi T1-T2

sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	10.1	2.8	10.4	2.8	-3866	-3775	-6207	.176	.000	.000	.000	546	56		101	0	0.79
15	13.3	2.8	15.5	2.8	-3530	-3530	-8063	.189	.000	.000	.000	548	53		111	0	0.79
240	15.7	2.7	20.1	2.8	7090	7355	11897	.230	.000	.000	.000	546	22		127	0	0.79
240	15.7	2.7	20.1	2.8	153	-25	-9447	.195									
384	5.7	2.6	20.1	2.8	8302	8302	11789	.303	.000	.000	.000	546	4		127	0	0.79
384	5.7	2.6	20.1	2.8					.000	.000	.000	546	-2	127	0	1	3.95
480	5.7	2.6	20.1	2.8	7497	7709	11789	.303	.000	.000	.000	546	-16		127	0	0.79
705	8.9	2.6	15.5	2.8	555	1656	9337	.216	.000	.000	.000	546	-47		116	0	0.79
705	8.9	2.6	15.5	2.8	-255	-255	-5613	.165									
720	5.7	2.6	10.4	2.8	-448	-486	-3744	.147	.000	.000	.000	552	-49		86	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
0	-2658	52	1739	-2430	47					16.2	0.10	0.08	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
15	-2446	40	1220	-2121	35					14.7	0.06	0.05	0.05	0.09	0.19	0.08	0.16	0.25	
240	4786	68	1606	4095	58	12.8	0.08	0.07	0.07					1.25	2.77	1.07	2.38	3.64	
384	5722	93	1927	4947	81	12.6	0.10	0.09	0.09					1.46	3.29	1.26	2.83	4.38	
480	5193	85	1749	4502	73	12.6	0.09	0.08	0.08					1.29	2.89	1.11	2.49	3.88	
705	343	5	67	280	4									0.10	0.21	0.09	0.18	0.29	
705	-106	1	21	-62	4														
720	56	1	11	-282	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
720	-307	4	64	-282	0														

mensola destra tra i punti T2-

sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	5.7	2.6	10.4	2.8	-448	-486	-3744	.147	.000	.000	.000	552	11		86	0	0.79
15	5.7	2.6	3.0	2.6	-296	-296	-3706	.129	.000	.000	.000	552	9		86	0	0.79
27	5.7	2.6	4.5	2.6	-199	-296	-3712	.133	.000	.000	.000	552	7		86	0	0.79
53	5.7	2.6	5.7	2.6	-50	-126	-3715	.135	.000	.000	.000	552	4		86	0	0.79
80	0.0	2.0	0.0	2.0	0	-17	0	.000	.000	.000	.000	571	0		89	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
0	56	1	11	-282	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	-307	4	64	-282	0														
15	-211	3	45	-186	3									-.03	-.03	-.03	-.03	-.12	
27	-142	2	30	-125	2									-.05	-.05	-.05	-.05	-.22	
53	-36	1	8	-31	0									-.10	-.10	-.11	-.11	-.43	
80	0	0	0	0	0									-.14	-.14	-.16	-.16	-.65	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
		massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1	T1	8845	3105	6311	3122	5703	3127	5551	3128
2	T2	6030	1685	4253	1839	3826	1876	3719	1885

AMPLIAMENTO-HALL AUDITORIUM SCUOLE MEDIE TOSCOLANO – 03/2015

RELAZIONE CALCOLO TRAVI ACCIAIO

Simboli generali usati per le travi in acciaio

Jx = momento d'inerzia secondo l'asse x baricentrico (orizzontale) del profilo
Wx = modulo di resistenza elastico secondo l'asse x baricentrico (orizzontale) del profilo
Wplx = modulo di resistenza plastico secondo l'asse x baricentrico (orizzontale) del profilo
At = area di taglio del profilo
gamma = peso specifico
E = modulo di elasticità assiale
ni = coefficiente di Poisson
X = ascissa lungo l'asse della trave

Simboli usati nella verifica delle sezioni in acciaio metodo DM 2008

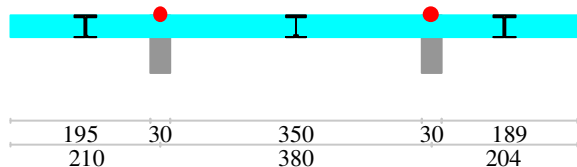
Gamma M0 = coefficiente di sicurezza del materiale per resistenza
Gamma M1 = coefficiente di sicurezza del materiale per svergolamento
Fy sp<=40mm = tensione di snervamento per spessore minore od uguale di 40 mm
Fy sp>40mm = tensione di snervamento per spessore maggiore di 40 mm
Fy eff = tensione di snervamento efficace del materiale del profilo tale da modificare il parametro $\hat{\mu}=(235/f_y)0.5$ in modo da riportare i rapporti lunghezza spessore dei piatti costituenti la sezione nei limiti della classe 3
MEd = momento flettente di calcolo (resistenza)
Mc,Rd = momento flettente resistente (resistenza)
Classe = classe della sezione (resistenza)
Ro = rapporto di taglio
VEd = taglio di calcolo
Vc,Rd = taglio resistente
MEd.sv = momento flettente di calcolo (svergolamento)
Mb,Rd.sv = momento flettente resistente (svergolamento)
Classe.sv = classe della sezione (svergolamento)
Chi = parametro per verifica a svergolamento
Lambda.ad = snellezza adimensionale per verifica a svergolamento
f qp = freccia (combinazione quasi-permanente)
L/f qp = rapporto luce/freccia (combinazione quasi-permanente)
f ra = freccia (combinazione rara)
L/f ra = rapporto luce/freccia (combinazione rara)
f fr = freccia (combinazione frequente)
L/f fr = rapporto luce/freccia (combinazione frequente)

T1

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite DM 2008. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: con carico di estradosso
Materiale: Fe360
Gamma M0 =1.05
Calcolo coefficienti C1,C2,C3 automatico
Gamma M1 =1.05

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
2	HEA320	125	22996	1484	1633	25

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
mensola sinistra	210.0	2	0.0	0.0	0.00
campata n. 1	380.0	2	0.0	0.0	0.00
mensola destra	204.0	2	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1		30.0	0.0000E+00	diretto
2		30.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm
Fe360	0.0078500	2060000	0.300	2350.0	2150.0

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

MENSOLA SINISTRA

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	30.75		22.61		7.14

CAMPATA n. 1

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	30.75		22.61		7.14

MENSOLA DESTRA

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	30.75		22.61		7.14

Verifica asta 1

mensola sx

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
0	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
70	-207270	3655482	1	0.000	5922	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
140	-829080	3655482	1	0.000	11844	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
210	-1822258	3655482	1	0.000	17766	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

campata n°1

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
210	-1822258	3655482	1	0.000	19299	53674	-1822258	3224787	1	0.88	0.67	2350.0
337	-1337039	3655482	1	0.000	8583	53674	-1337039	3224787	1	0.88	0.67	2350.0
463	-1302014	3655482	1	0.000	8206	53674	-1302014	3224787	1	0.88	0.67	2350.0
590	-1721821	3655482	1	0.000	18922	53674	-1721821	3224787	1	0.88	0.67	2350.0

mensola dx

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
590	-1721821	3655482	1	0.000	17258	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
658	-782380	3655482	1	0.000	11506	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
726	-195595	3655482	1	0.000	5753	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
794	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

Valori massimi
 Asta sottoutilizzata
 Flessione
 X = 210
 ME_d -1822258
 Mc,Rd 3655482
 Classe 1
 Ro 0
 Taglio
 X = 210
 VE_d 19299
 Vc,Rd 53674
 Svergolamento
 X = 210
 ME_d.sv = -1822258
 Mb,Rd.sv = 3224787
 Classe.sv = 1
 Chi = 0.88
 Lambda.ad = 0.67

DEFORMATA

	x	f qp	f ra	f fr
campata				
mensola sx	0	0.93	1.10	0.97
mensola sx	70	0.59	0.70	0.61
mensola sx	140	0.27	0.32	0.28
mensola sx	210	0.00	0.00	0.00
campata n°1	324	0.04	0.07	0.04
campata n°1	451	0.05	0.08	0.05
campata n°1	577	0.00	0.00	0.00
mensola dx	644	0.20	0.23	0.20
mensola dx	712	0.49	0.58	0.51
mensola dx	780	0.80	0.95	0.83

Valori massimi

	f qp	L/f qp	f ra	L/f ra	f fr	L/f fr (2L/f per gli sbalzi)
campata						
mensola sx	0.93	449	1.10	382	0.97	434
campata n°1	0.05	6976	0.10	3981	0.06	6058
mensola dx	0.87	470	1.02	399	0.90	454

REAZIONI VINCOLARI

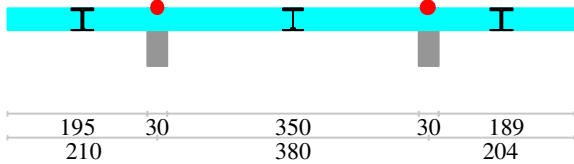
appoggio n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
		massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1		37130	9472	26027	10771	23411	11084	22756	11162
2		36246	8911	25366	10289	22802	10620	22161	10703

T2

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite DM 2008. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: con carico di estradosso
Materiale: Fe360
Gamma M0 =1.05
Calcolo coefficienti C1,C2,C3 automatico
Gamma M1 =1.05

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
2	HEA320	125	22996	1484	1633	25

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
mensola sinistra	210.0	2	0.0	0.0	0.00
campata n. 1	380.0	2	0.0	0.0	0.00
mensola destra	204.0	2	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	elastico verticale
1		30.0	0.0000E+00	diretto
2		30.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm
Fe360	0.0078500	2060000	0.300	2350.0	2150.0

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

MENSOLA SINISTRA

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	23.00		16.72		5.28

CAMPATA n. 1

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	23.00		16.72		5.28

MENSOLA DESTRA

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	23.00		16.72		5.28

Verifica asta 1

mensola sx

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
0	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
70	-154105	3655482	1	0.000	4403	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
140	-616420	3655482	1	0.000	8806	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
210	-1354630	3655482	1	0.000	13209	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

campata n°1

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
210	-1354630	3655482	1	0.000	14341	53674	-1354630	3224790	1	0.88	0.67	2350.0
337	-991882	3655482	1	0.000	6374	53674	-991882	3224790	1	0.88	0.67	2350.0
463	-965841	3655482	1	0.000	6093	53674	-965841	3224790	1	0.88	0.67	2350.0
590	-1279954	3655482	1	0.000	14061	53674	-1279954	3224790	1	0.88	0.67	2350.0

mensola dx

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
590	-1279954	3655482	1	0.000	12832	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
658	-581699	3655482	1	0.000	8554	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
726	-145425	3655482	1	0.000	4277	53674	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
794	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

Valori massimi
 Asta sottoutilizzata
 Flessione
 X = 210
 ME_d -1354630
 Mc,Rd 3655482
 Classe 1
 Ro 0
 Taglio
 X = 210
 VE_d 14341
 Vc,Rd 53674
 Svergolamento
 X = 210
 ME_d.sv = -1354630
 Mb,Rd.sv = 3224790
 Classe.sv = 1
 Chi = 0.88
 Lambda.ad = 0.67

DEFORMATA

	x	f qp	f ra	f fr		
campata	0	0.69	0.82	0.72		
mensola sx	70	0.44	0.52	0.46		
mensola sx	140	0.20	0.24	0.21		
mensola sx	210	0.00	0.00	0.00		
campata n°1	324	0.03	0.05	0.03		
campata n°1	451	0.03	0.06	0.04		
campata n°1	577	0.00	0.00	0.00		
mensola dx	644	0.15	0.17	0.15		
mensola dx	712	0.36	0.43	0.38		
mensola dx	780	0.60	0.70	0.62		
Valori massimi						
campata	f qp	L/f qp	f ra	L/f ra	f fr	L/f fr (2L/f per gli sbalzi)
mensola sx	0.69	605	0.82	514	0.72	584
campata n°1	0.04	9584	0.07	5433	0.05	8306
mensola dx	0.64	633	0.76	537	0.67	611

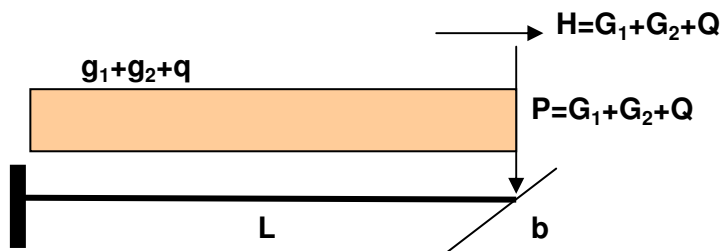
REAZIONI VINCOLARI

appoggio n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
		massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1		27598	7105	19352	8071	17417	8302	16933	8360
2		26941	6687	18860	7710	16964	7955	16490	8017

Calcolo sbalzo in c.a. secondo D.M. 14/01/2008

Sbalzo S2A - ampliamento-hall auditorium scuole medie Toscolano - 03/2015

NB: sbalzo in zona sismica con luce ≤ 4.00 m (*)



DATI

MATERIALI

Calcestruzzo	C25/30	▼	$R_{ck} = 300$	daN/cm ²	$\gamma_c = 1,50$
Acciaio	B450C	▼	$f_{yk} = 4'500$	daN/cm ²	$\gamma_s = 1,15$

GEOMETRIA

Lunghezza sbalzo	$L = 235$	cm
Spessore soletta c.a.	$s = 20$	cm
Copriferro (d baric. ferri-bordo)	$d = 3$	cm
Larghezza di riferimento	$b = 100$	cm

ARMATURE

	Φ	Passo
Posizione	[mm]	[cm]
Superiore	16	20
Inferiore	12	20

CARICHI

Tipo carico	Verticali		Orizzontale	
	Distribuito superficie	Distribuito lineare in punta	Distribuito in sommità	
	Valore [daN/m ²]	Valore [daN/m]	Valore [daN/m]	Braccio [m]
Permanenti strutturali	$g_1 = 500$	$G_1 = 0$	0	1,20
Permanente portato	$g_2 = 380$	$G_2 = 50$	0	1,20
Sovraccarico variabile	$q = 120$	$Q = 0$	0	1,20
Carichi permanenti totali	$g = 880$	$G = 50$	0	-
Sovraccarico variabile	$q = 120$	$Q = 0$	0	-
	1000	50	0	-

COEFFICIENTI PARZIALI (§2.6.1 D.M. 14/01/2008)

Coefficiente parziale peso strutture	$\gamma_{G1} =$	1,30
Coefficiente parziale permanenti portati	$\gamma_{G2} =$	1,50
Coefficiente parziale carichi variabili	$\gamma_Q =$	1,50

RISULTATI CALCOLO

VERIFICA A FLESSIONE

Momento sollecitante di progetto	$M_{Sd} =$	4'042	daN*m
Tensione progetto acciaio	$f_{yd} =$	3'913	daN/cm ²
Area ferro teso	$A_s =$	10,05	cm ²
Area ferro compresso	$A'_s =$	5,65	cm ²
Momento resistente SLU (rottura lato acciaio)	$M_{Rd} =$	6'019	daN*m
Coefficiente sicurezza	$\gamma_F =$	1,49	OK

VERIFICA A TAGLIO

Taglio sollecitante di progetto	$V_{Sd} =$	3'365	daN
Taglio resistente SLU (senza armature)	$V_{Rd} =$	10'992	daN
Coefficiente sicurezza	$\gamma_T =$	3,27	OK

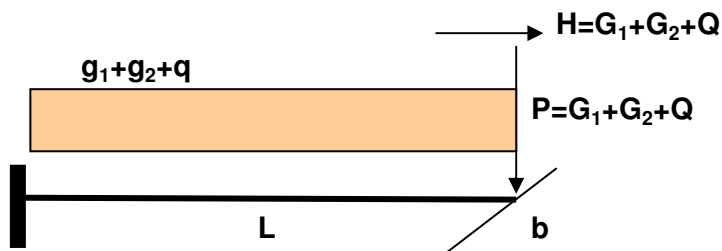
SBALZO VERIFICATO

(*) Per luci maggiori di 4.00 m va aggiunto l'incremento sismico

Calcolo sbalzo in c.a. secondo D.M. 14/01/2008

Sbalzo S2B - ampliamento-hall auditorium scuole medie Toscolano - 03/2015

NB: sbalzo in zona sismica con luce ≤ 4.00 m (*)



DATI

MATERIALI

Calcestruzzo	C25/30	▼	$R_{ck} = 300$	daN/cm ²	$\gamma_c = 1,50$
Acciaio	B450C	▼	$f_{yk} = 4'500$	daN/cm ²	$\gamma_s = 1,15$

GEOMETRIA

Lunghezza sbalzo	$L = 80$	cm
Spessore soletta c.a.	$s = 20$	cm
Copriferro (d baric. ferri-bordo)	$d = 3$	cm
Larghezza di riferimento	$b = 100$	cm

ARMATURE

	Φ	Passo
Posizione	[mm]	[cm]
Superiore	10	20
Inferiore	10	20

CARICHI

Tipo carico	Verticali		Orizzontale	
	Distribuito superficie	Distribuito lineare in punta	Distribuito in sommità	
	Valore [daN/m ²]	Valore [daN/m]	Valore [daN/m]	Braccio [m]
Permanenti strutturali	$g_1 = 500$	$G_1 = 0$	0	1,20
Permanente portato	$g_2 = 380$	$G_2 = 50$	0	1,20
Sovraccarico variabile	$q = 120$	$Q = 0$	0	1,20
Carichi permanenti totali	$g = 880$	$G = 50$	0	-
Sovraccarico variabile	$q = 120$	$Q = 0$	0	-
	1000	50	0	-

COEFFICIENTI PARZIALI (§2.6.1 D.M. 14/01/2008)

Coefficiente parziale peso strutture	$\gamma_{G1} =$	1,30
Coefficiente parziale permanenti portati	$\gamma_{G2} =$	1,50
Coefficiente parziale carichi variabili	$\gamma_Q =$	1,50

RISULTATI CALCOLO

VERIFICA A FLESSIONE

Momento sollecitante di progetto	$M_{Sd} =$	508	daN*m
Tensione progetto acciaio	$f_{yd} =$	3'913	daN/cm ²
Area ferro teso	$A_s =$	3,93	cm ²
Area ferro compresso	$A'_s =$	3,93	cm ²
Momento resistente SLU (rottura lato acciaio)	$M_{Rd} =$	2'351	daN*m
Coefficiente sicurezza	$\gamma_F =$	4,63	OK

VERIFICA A TAGLIO

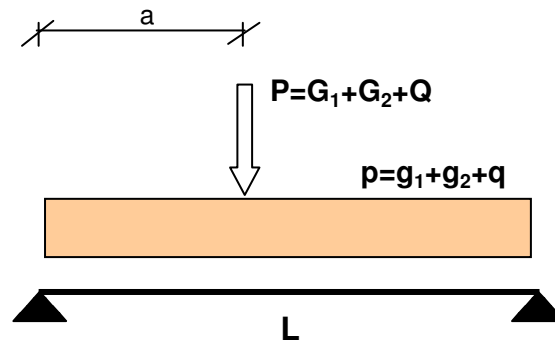
Taglio sollecitante di progetto	$V_{Sd} =$	1'195	daN
Taglio resistente SLU (senza armature)	$V_{Rd} =$	8'725	daN
Coefficiente sicurezza	$\gamma_T =$	7,30	OK

SBALZO VERIFICATO

(*) Per luci maggiori di 4.00 m va aggiunto l'incremento sismico

Calcolo solaio pieno in c.a. secondo D.M. 14/01/2008

Commessa: passerella nuova via fuga auditorium scuole medie Toscolano - 03/2015



DATI

MATERIALI

Calcestruzzo	C25/30	▼	$R_{ck} =$	300	daN/cm ²	$\gamma_c =$	1,50
Acciaio	B450C	▼	$f_{yk} =$	4'500	daN/cm ²	$\gamma_s =$	1,15

GEOMETRIA

Luce di calcolo	$L =$	240	cm
Spessore soletta c.a.	$s =$	15	cm
Copriferro (d baric. ferri-bordo)	$d =$	3	cm
Larghezza di riferimento	$b =$	100	cm

ARMATURE

	Φ	Passo
Posizione	[mm]	[cm]
Inferiore	10	15
Superiore	10	25

CARICHI

Tipo carico	Distribuito		Concentrato		
	Valore		Valore	Distanze	
	[daN/m ²]		[daN/m]	[cm]	
Permanenti strutturali	$g_1 =$	375	$G_1 =$	0	$a =$
Permanente portato	$g_2 =$	450	$G_2 =$	0	150
Sovraccarico variabile	$q =$	500	$Q =$	0	cm
Carichi permanenti totali	$g =$	825	$G =$	0	
Sovraccarico variabile	$q =$	500	$Q =$	0	
	$p =$	1325	$P =$	0	

COEFFICIENTI PARZIALI (§2.6.1 D.M. 14/01/2008)

Coefficiente parziale peso strutture	$\gamma_{G1} =$	1,30
Coefficiente parziale permanenti portati	$\gamma_{G2} =$	1,50
Coefficiente parziale carichi variabili	$\gamma_Q =$	1,50

RISULTATI CALCOLO

VERIFICA A FLESSIONE

Momento sollecitante di progetto	$M_{Sd} =$	1'377	daN*m
Tensione progetto acciaio	$f_{yd} =$	3'913	daN/cm ²
Area ferro teso	$A_s =$	5,24	cm ²
Area ferro compresso	$A'_s =$	3,14	cm ²
Momento resistente SLU (rottura lato acciaio)	$M_{Rd} =$	2'213	daN*m
Coefficiente sicurezza	$\gamma_F =$	1,61	OK

VERIFICA A TAGLIO

Taglio sollecitante di progetto	$V_{Sd} =$	2'295	daN
Taglio resistente SLU (senza armature)	$V_{Rd} =$	6'926	daN
Coefficiente sicurezza	$\gamma_T =$	3,02	OK

VERIFICA A DEFORMAZIONE

Freccia elastica massima	$f =$	0,06	cm
Rapporto L/f	$L/f =$	3'708	OK

SOLAIO VERIFICATO

$$\phi = 355.6 \times 12.5$$

Geometria della sezione trasversale			
Altezza	h	1	[mm]
Altezza saldabile	d	1	[mm]
Larghezza	b	1	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	1	[mm]
Spessore delle ali	t _f	1	[mm]
Raggio di raccordo	r	1	[mm]
Area della sezione	A	13500	[mm ²]

Asse forte y - y			
Momento d'inerzia	I _y	1.99E+08	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y}	1.12E+06	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y}	1.47E+06	[mm ³]
Raggio d'inerzia	i _y	121,3	[mm]

Asse debole z - z			
Momento d'inerzia	I _z	1.99E+08	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,z}	1.12E+06	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,z}	1.47E+06	[mm ³]
Raggio d'inerzia	i _z	121,3	[mm]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	3.97E+08	[mm ⁴]
Costante d'ingobbamento	I _w	2.23E+06	[mm ⁶]
Classificazione della sezione	Classe	1	[-]

Materiale costituente la colonna			
Resistenza a snervamento	f _y	235	[MPa]
Resistenza a rottura	f _u	360	[MPa]
Modulo di elasticità normale	E	210000	[MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ _M	1,05	[-]

Geometria della colonna e sollecitazioni			
Altezza della colonna	H	2900	[mm]
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β _y	2	[-]
	β _z	2	[-]
Coefficienti di imperfezione	α _y	0,76	[-]
	α _z	0,76	[-]

Momenti sollecitanti			
M _{1,y}	231,07	[kNm]	
ψ M _{1,y}	0	[kNm]	
M _{1,z}	0,00001	[kNm]	
ψ M _{1,z}	0	[kNm]	
Forza Normale sollecitante in valore assoluto			
N _{Ed}	158,1	[kN]	

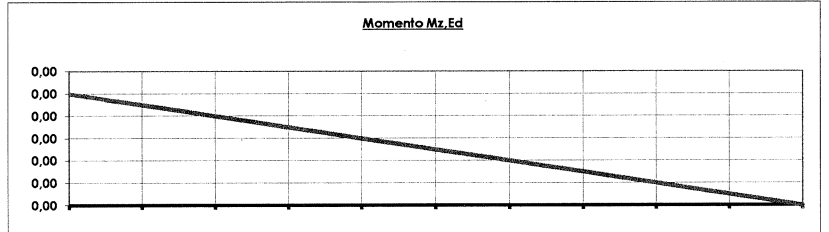
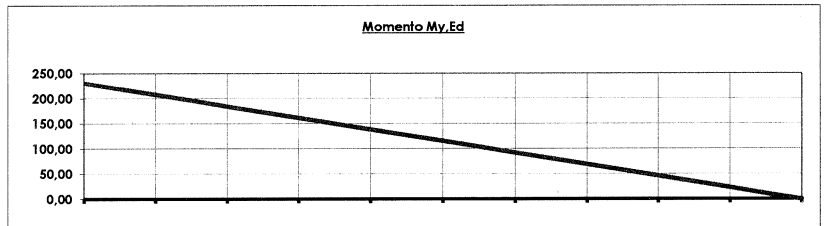
NOTA
Ass(M₁) >= Ass(ψ M₁)

Resistenza a trazione		
N _{t,Rd}	3021,43	[kN]

Resistenza a compressione		
N _{by,Rd}	2334,91	[kN]
N _{bz,Rd}	2334,91	[kN]

Lunghezze libere d'inflessione	L _{cr,y}	5800	[mm]
	L _{cr,z}	5800	[mm]
Snellezze della colonna	λ _y	47,83	[-]
	λ _z	47,83	[-]
Normali critiche Euleriane	N _{cr,y}	12229921	[N]
	N _{cr,z}	12229921	[N]
Snellezze relative	λ' _y	0,5093	[-]
	λ' _z	0,5093	[-]
Coefficienti di instabilità	φ _y	0,7472	[-]
	φ _z	0,7472	[-]
	χ _y	0,7728	[-]
	χ _z	0,7728	[-]

Resistenza a flessione		
M _{y,Rd}	329,45	[kNm]
M _{z,Rd}	329,45	[kNm]



VERIFICA DI PRESSOFLESSIONE E FLESSOTORSIONE SECONDO L'APPENDICE "A" DELL'E.C.3

Instabilità Laterale (Lateral Torsional Buckling)

Lunghezza tra i ritegni per l'instabilità laterale (assunta uguale a L_{cr,z})

Coefficiente di distribuzione del momento

Coefficiente C₁ per l'instabilità laterale

Momento Critico Euleriano

Snellezza adimensionale

Rapporto altezza larghezza

Coefficiente di imperfezione

Coefficienti di instabilità laterale

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Resistenza all'instabilità flessa torsionale

L _{cr,LT}	5800	[mm]
ψ	0,0000	[-]
C ₁	1,771	[-]
M _{cr}	35077	[kNm]
λ _{LT}	0,0993	[-]
h/b	1,00	[-]
α _{LT}	0,76	[-]
φ _{LT}	0,3894	[-]
χ _{LT}	1,3000	[-]
k _c	0,7519	[-]
f	0,9978	[-]
f	0,9978	[-]
χ _{LT,mod}	1,0022	[-]
χ _{LT,mod}	1,0000	[-]
M _{by,Rd}	329,45	[kNm]

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_x}{L^2} \sqrt{\frac{I_w + I^2 GI_x}{I_x + \pi^2 EI_x}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT0}) + \beta \lambda_{LT}^2 \right]$$

with λ_{LT0} = 0.40 and β = 0.75

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2}} \quad k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2,0(\lambda_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{but } f \leq 1,0$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{but } \chi_{LT,mod} \leq 1$$

VERIFICA RESISTENZA

A) SOLI COMPRESSIONE

Vedi foglio elettronico allegato

B) SISMICA

$$\begin{cases} N = 15810 \text{ daN} \\ M = 23107 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ V = 7968 \text{ daN} \end{cases}$$

↓
ε trascurabile

$$\begin{cases} \sigma_N = 117 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_M = 2068 \text{ "} \end{cases}$$

$$\sigma = 2185 < 2238 \quad \text{OK}$$

Calcolo dei coefficienti di interazione N - M

Sollecitazioni nella sezione da verificare

N_{Ed}	158.1 [kN]
$M_{y,Ed}$	231.07 [kNm]
$M_{z,Ed}$	0.00 [kNm]
μ_y	0.9970 [-]
μ_z	0.9970 [-]
w_y	1.318 [-]
w_y	1.318 [-]
w_z	1.318 [-]
w_z	1.318 [-]
I_0	39700000 [mm ⁴]
$N_{cr,T}$	1090395 [kN]
$M_{cr,0}$	19803 [kNm]
λ_0	0.1322 [-]
$\lambda_{0,lim}$	0.2653 [-]
ϵ_y	17.66 [-]
a_{LT}	-1.0000 [-]
a_{LT}	0.0000 [-]

Coefficienti μ_y e μ_z

Rapporti tra i moduli plastici e quelli elastici

Momento d'inerzia polare

Forza assiale critica per l'instabilità flessione torsionale

Momento Critico Euleriano per distribuzione uniforme del momento ($C_1=1$)

Snellezza adimensionale per distribuzione uniforme di momento

Coefficiente ϵ_y

Coefficiente a_{LT}

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1.5$$

$$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1.5$$

$$I_0 = I_y + I_z$$

$$N_{cr,T} = \frac{A}{I_0} (GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L_{cr,T}^2})$$

$$\bar{\lambda}_{0,lim} = 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$$

$$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$$

for class 1, 2 and 3 cross-sections

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$$

Calcolo dei fattori $C_{m,0}$

Coefficienti di distribuzione del momento

ψ_y	0.0000 [-]
ψ_z	0.0000 [-]
$C_{m,y,0}$	0.7885 [-]
$C_{m,z,0}$	0.7885 [-]

$$C_{m,0} = 0.79 + 0.21\psi_1 + 0.36(\psi_1 - 0.33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,1}}$$

If $\bar{\lambda}_0 \leq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0}$

If $\bar{\lambda}_0 > 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$: $C_{m,0} = C_{m,0} + (1 - C_{m,0}) \frac{\sqrt{\epsilon_y a_{LT}}}{1 + \sqrt{\epsilon_y a_{LT}}}$

$$C_{m,LT} = C_{m,0}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

Calcolo dei fattori C_{m1}

$C_{m,y}$	0.7885 [-]
$C_{m,z}$	0.7885 [-]
$C_{m,LT}$	1.0000 [-]
$C_{m,LT}$	1.0000 [-]

Calcolo del fattore C_{yy}

n_{pl}	0.0523 [-]
b_{LT}	0.0000 [-]
λ_{max}	0.5093 [-]
C_{yy}	1.0236 [-]
C_{yy}	1.0236 [-]

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$$

$$b_{LT} = 0.5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6 C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_y} - \frac{1.6 C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_y} \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

Calcolo del fattore C_{yz}

n_{pl}	0.0523 [-]
c_{LT}	0.0000 [-]
λ_{max}	0.5093 [-]
C_{yz}	1.0238 [-]
C_{yz}	1.0238 [-]

$$c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$$

$$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_z^2} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_z}{W_y} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}}$$

Calcolo del fattore C_{zy}

n_{pl}	0.0523 [-]
d_{LT}	0.0000 [-]
λ_{max}	0.5093 [-]
C_{zy}	1.0238 [-]
C_{zy}	1.0238 [-]

$$d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{m,z} M_{pl,z,Rd}}$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_y^2} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_y}{W_z} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}}$$

Calcolo del fattore C_{zz}

n_{pl}	0.0523 [-]
e_{LT}	0.0000 [-]
λ_{max}	0.5093 [-]
C_{zz}	1.0236 [-]
C_{zz}	1.0236 [-]

$$e_{LT} = 1.7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$$

$$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6 C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_z} - \frac{1.6 C_{m,0}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_z} \right) n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$$

Calcolo del fattore k_{yy}

Calcolo del fattore k_{yz}

Calcolo del fattore k_{zy}

Calcolo del fattore k_{zz}

k_{yy}	0.7781 [-]
k_{yz}	0.4667 [-]
k_{zy}	0.4667 [-]
k_{zz}	0.7781 [-]

Interaction factors	Design assumptions	
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	$C_{m,0} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,0} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$
k_{yz}	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{m,0}} \sqrt{\frac{W_z}{W_y}}$
k_{zy}	$C_{m,0} C_{m,LT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} C_{m,LT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{m,0}} \sqrt{\frac{W_y}{W_z}}$
k_{zz}	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,0} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$

Verifica della colonna

Verifica attorno all'asse forte

$$\Delta = 0.613 [-]$$

Verifica attorno all'asse debole

$$\Delta = 0.395 [-]$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

Azioni sismiche struttura SLV (analisi statica lineare)

Commessa: ampliamento zona auditorium scuole medie Toscolano - 07/2016

Si esegue il calcolo delle azioni sismiche di piano e della sua distribuzione, conforme al 1° modo di vibrare. Il calcolo delle azioni orizzontali segue i punti 3.2.3 e 7.3.3.2 del D.M. 14/01/2008.

Il calcolo viene eseguite agli Stati limite Ultimi (SLV) per classe di **ductilità bassa**.

DATI DI CALCOLO

Numero solai fuori terra	1		
h_0	2,90	m	Altezza interpiano - piano terra
h_1	0,00	m	Altezza interpiano - piano primo
h_2	0,00	m	Altezza interpiano - piano secondo
h_3	0,00	m	Altezza interpiano - piano terzo
H	2,90	m	Altezza totale fuori terra edificio
Edificio regolare in altezza?	S		(§7.2.2 D.M. 14/01/2008)
Tipo struttura (tab. 7.5.II)	4		A mensola o pendolo inverso
Peso proprio parte bassa muri 1° interpiano genera azione sismica?	N		
Coefficiente Ψ_{2i}	0,00		(coperture)
Coefficiente S_s	1,430		(SLV)
Coefficiente S_T	1,00		
Coefficiente F_0	2,489		(SLV)
Accelerazione spettrale a_g	1,805	m/s^2	(SLV)
Periodo T_C spettro	0,447	s	
N. pilastri	4		
Modulo elastico E	2.100.000	daN/cm ²	
Momento inerzia di 1 pilastro	19.850	cm ⁴	

PESO MURI

	L [m]	s [cm]	H [m]	γ [KN/m ³]	W [kN]
MURI PIANO TERRA			2,90		0,00
			2,90		0,00
			2,90		0,00
			2,90		0,00
			<i>Totale</i>		<i>0,00</i>
MURI PIANO 1°			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
			<i>Totale</i>		<i>0,00</i>
MURI PIANO 2°			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
			<i>Totale</i>		<i>0,00</i>
MURI PIANO 3°			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
			<i>Totale</i>		<i>0,00</i>
			<i>Totale peso muri</i>		<i>0,00</i>

PESO SOLAI								
	S	g₁+g₂	q	Coeff.	G₁+G₂	Q	W_{sis}	W_{tot,max}
	[mq]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	Ψ _{2i}	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1° SOLAIO	81,56	8,8	1,2	0,00	717,73	97,87	717,73	815,60
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	717,73	97,87	717,73	815,60
2° SOLAIO				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	0,00	0,00	0,00	0,00
3° SOLAIO				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	0,00	0,00	0,00	0,00
4° SOLAIO				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale peso solai	717,73	97,87	717,73	815,60
				<i>Incidenza su peso solai</i>	88,0%	12,0%		100,0%
				<i>Incidenza su peso totale edificio</i>	88,0%	12,0%		100,0%

RISULTATI DI CALCOLO

Spettro elastico accelerazione

Periodo T_B spettro	0,15 s	
Periodo T_C spettro	0,45 s	
Periodo T_D spettro	2,34 s	
Coefficiente C_1	0,05	(edificio in acciaio)
1° periodo proprio T_1 (stima)	0,37 s	$(2\pi \cdot (m/k)^{0.5})$
S_e (T)	6,42	m/s ²

Coefficiente di struttura (§C.7.4.3.2) e riduzione λ (§7.3.3.2 D.M. 14/01/2008)

Coefficiente q_0	2,00
Coefficiente K_R	1,00
Fattore struttura q	2,00
Coefficiente riduzione λ	1,00
Taglio al piede teorico =	32,7% delle azioni verticali (pesi)

Azioni sismiche di piano secondo D.M. 14/01/2008

$W_{tot,max}$	815,60 kN	Peso totale edificio "a pieno carico"
W_{sism}	717,73 kN	Peso lordo edificio per calcolo azioni sismiche
$T_{sismico,teorico}$	32,7%	delle azioni verticali
$W_{sism,detraz}$	0,00 kN	Parte peso da detrarre per calcolo azioni sismiche
W'_{sism}	717,73 kN	Peso netto edificio per calcolo azioni sismiche
$\Delta M_{sismiche}$	0,0%	Riduzione masse sismiche
$T_{sismico,reale}$	32,7%	delle azioni verticali

Azione sismica totale = **235,02** **kN**

Tabella azioni sismiche

SOLAIO	W [kN]	h_i [m]	z_i [m]	$W_i \cdot z_i$ [kN*m]	γ_i [adim.]	F_i [kN]	F_i [% peso]
Peso muri parte bassa	0,0	0,00	0,00	0,0			
Solaio n. 1	717,7	2,90	2,90	2081,4	1,0000	235,02	32,7%
Solaio n. 2	0,0	0,00	2,90	0,0	0,0000	0,00	0,0%
Solaio n. 3	0,0	0,00	2,90	0,0	0,0000	0,00	0,0%
Solaio n. 4	0,0	0,00	2,90	0,0	0,0000	0,00	0,0%
Totale	717,7		Totale	2081,4		235,02	32,7%

NB: azioni intere di cui al D.M. 14/01/2008 (per adeguamento sismico)

AZIONI DI VERIFICA SUI PILASTRI

Trattandosi di n. 4 pilastri tutti uguali si analizzano le situazioni più gravose.

Si tratta delle seguenti:

a) max carico verticale;

b) combinazione sismica.

CASO a: Massimo carico verticale

La situazione a) non richiede spiegazioni (SLU).

I carichi verticali "critici" sono quelli massimi, cioè con variabili (accidentali), e vengono desunti dai calcoli delle travi T1 e T2.

Essi sono pertanto pari a:

$$N_0 = 37130 \text{ daN}$$

cui va aggiunto il peso proprio della colonna, quantificabile in:

$$n_1 = 100 \text{ daN/m}$$

$$N_1 = 377 \text{ daN (con coeff. maggiorativo 1,3)}$$

Pertanto, la azione assiale per la verifica del pilastro è pari a:

$$N = 37.507 \text{ daN}$$

$$M_x = 0 \text{ daN*m}$$

$$V = 0 \text{ daN}$$

CASO b: Combinazione sismica

Si utilizza la combinazione di carico più gravosa per i pilastri, che corrisponde a quella in cui la azione sismica viene applicata con la massima eccentricità rispetto al baricentro delle rigidezze.

Si distinguono i casi di sisma lungo x e lungo y.

La ripartizione delle azioni sui pilastri viene eseguita con il metodo di Grinter applicato al caso specifico (n. 4 pilastri uguali con uguale dimensione ed uguale rigidezza in entrambe le direzioni).

Calcolo sismico

Max carico sismico orizzontale 23.502 daN

Numero pilastri 4

Distanza //x tra file pilastri 7,20 m

Distanza //y tra file pilastri 3,80 m

Altezza edificio 2,90 m

Caso A: sisma in direzione X

Max dimensione edificio //y 8,00 m

Eccentricità //y geometrica C-G 0,03 m

Eccentricità //y aggiuntiva 0,40 m

Eccentricità //y di calcolo 0,43 m

Torcente di piano 10.106 daN*m

Calcolo azioni pilastri

Reazione (X) traslazionale di 1 pilastro 5.876 daN

Max reazione X rotazionale di 1 pilastro 290 daN

Max reazione Y rotazionale di 1 pilastro 549 daN

Reazione totale X di 1 pilastro 6.165 daN

Reazione totale Y di 1 pilastro 549 daN

Reazione totale di 1 pilastro 6.190 daN

Caso B: sisma in direzione Y

Max dimensione edificio //x 7,80 m

Eccentricità //x geometrica C-G 0,77 m

Eccentricità //x aggiuntiva 0,39 m

Eccentricità //x di calcolo 1,16 m

AZIONI DI VERIFICA SUI PILASTRI

Torcente di piano			27.263	daN*m				
<u>Calcolo azioni pilastri</u>								
Reazione (Y) traslazionale di 1 pilastro			5.876	daN				
Max reazione X rotazionale di 1 pilastro			782	daN				
Max reazione Y rotazionale di 1 pilastro			1.481	daN				
Reazione totale X di 1 pilastro			782	daN				
Reazione totale Y di 1 pilastro			7.356	daN				
Reazione totale di 1 pilastro			7.398	daN				
Combinazione sismica sui pilastri								
<u>Sisma X</u>								
Rx =	6.400	daN						
Ry =	2.756	daN						
<u>Sisma Y</u>								
Rx =	2.631	daN						
Ry =	7.521	daN						
con i seguenti momenti al piede:								
<u>Sisma X</u>								
Mx =	18.559	daN*m						
My =	7.992	daN*m						
<u>Sisma Y</u>								
Mx =	7.630	daN*m						
My =	21.811	daN*m						
I carichi verticali "critici" sono quelli minimi, cioè senza variabili (accidentali), e vengono desunti dai calcoli delle travi T1 e T2.								
Essi sono pertanto pari a:								
N ₀ =	15520	daN						
cui va aggiunto il peso proprio della colonna, quantificabile in:								
n ₁ =	100	daN/m						
N ₁ =	290	daN	(senza coeff. maggiorativo perché a favore di sicurezza)					
Pertanto, la azione assiale per la verifica del pilastro è pari a:								
N=	15.810	daN						
<u>Combinazione sismica X</u>								
N=	15.810	daN				N=	15.810	daN
Mx =	18.559	daN*m	Sezione tubolare circolare			Mx =	20.207	daN*m
My =	7.992	daN*m				V=	6.968	daN
Vx =	6.400	daN						
Vy =	2.756	daN						
<u>Combinazione sismica Y</u>								
N=	15.810	daN	Sezione tubolare circolare			N=	15.810	daN
Mx =	7.630	daN*m				Mx =	23.107	daN*m
My =	21.811	daN*m				V=	7.968	daN
Vx =	2.631	daN						
Vy =	7.521	daN						

AZIONI DI VERIFICA SUI PILASTRI

AZIONI DI VERIFICA SUI PILASTRI			
Verifica deformazione orizzontale colonna (mensola)			
H=	290	cm	
E=	2.100.000	daN/cm ²	
J=	19.850	cm ⁴	
F=	7.968	daN	
q=	2,00		
T ₁ =	0,37	s	
T _c =	0,45	s	
μ_{d1} =	2,20		
μ_{d2} =	6,00		
μ_d =	2,20		
f _{elast} =	1,55	cm	
f=	3,42	cm	
Verifica effetti 2° ordine (fattore ϑ) - § 7.3.1 D.M. 14/01/2008			
P=	71.773	daN	carico verticale soprastante
d _r =	2,52	cm	spostamento medio interpiano (=V/Ktot* μ_d)
V=	23.502	daN	azione orizzontale
H=	290	cm	altezza interpiano
ϑ =	0,027		
OK: non servono incrementi dell'azione sismica			

RIPARTIZIONE DELLE FORZE SISMICHE ORIZZONTALI

(Modellazione approssimata alla Grinter)

Le strutture degli edifici sottoposti alle forze sismiche sono organismi spaziali più o meno complessi, il cui comportamento va analizzato attraverso modelli matematici in grado di interpretarne adeguatamente le loro caratteristiche elastiche. Tali modelli vengono definiti ed implementati attraverso codici di calcolo automatico sempre più sofisticati, che implicano necessariamente competenze specifiche.

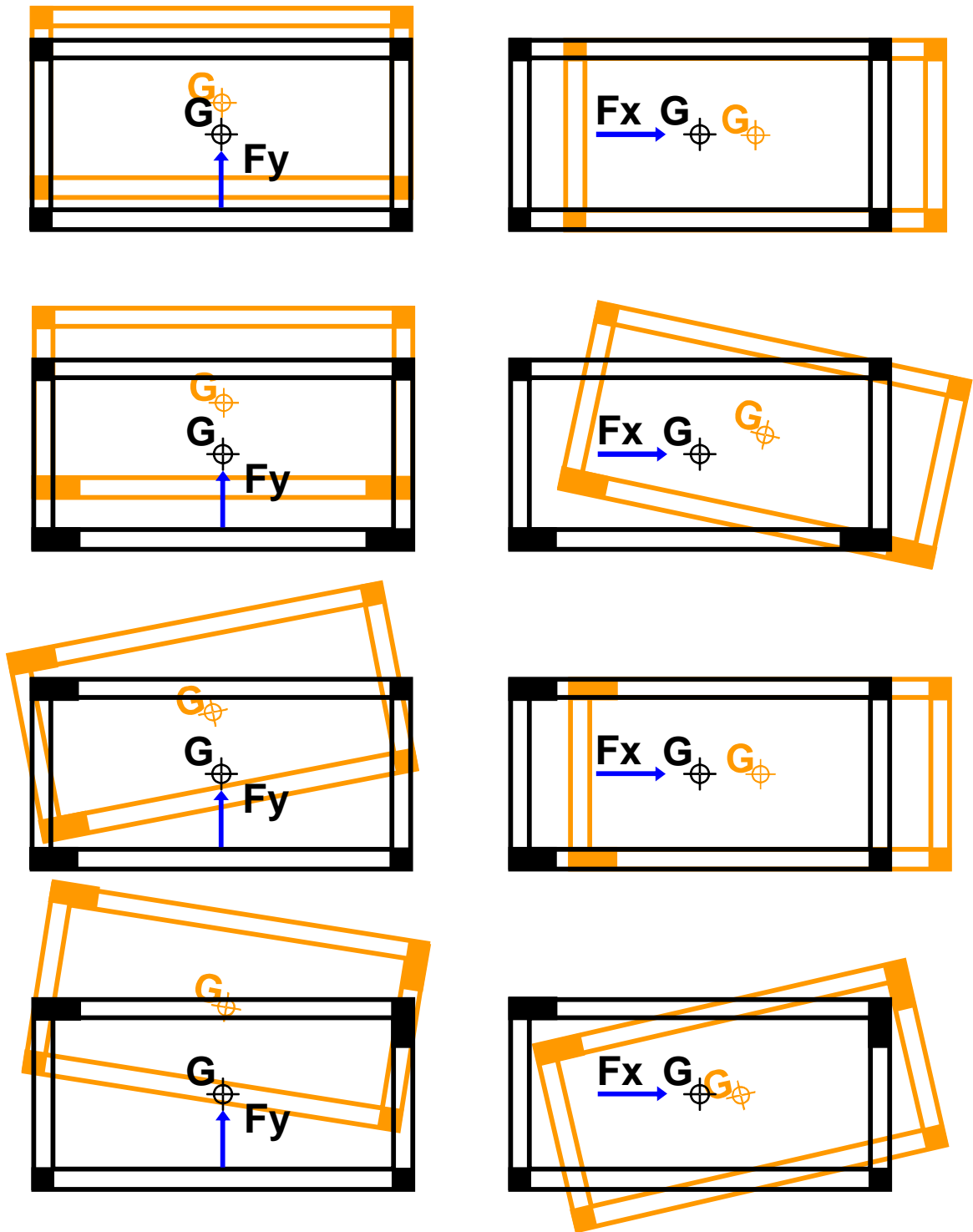
La modellazione di Grinter, di seguito illustrata, consente di operare su un modello approssimato, di semplice utilizzazione, molto utile per una preliminare, seppur sommaria, analisi del comportamento della struttura.

L'approssimazione del modello consiste nell'ipotizzare che in una struttura a telaio sottoposta a forze orizzontali le estremità dei pilastri siano impediti di ruotare e, quindi, nell'ipotizzare i traversi infinitamente rigidi.

Da ciò ne consegue che tale modellazione interpreta il comportamento della struttura solo attraverso un unico parametro identificativo delle singole colonne, la "rigidezza a taglio", K , che può esprimersi, con l'ovvio significato dei simboli, come appresso:

$$K = \frac{12EI}{H^3}$$

Per cogliere intuitivamente il comportamento globale di un semplice edificio, con piano rigido, può farsi riferimento agli schemi sotto illustrati.



Ciò premesso si consideri un edificio, sempre con un piano rigido e su cui agisce una forza sismica orizzontale F_x , la cui articolazione in pianta dei pilastri è rappresentata nella carpenteria di Fig.1.

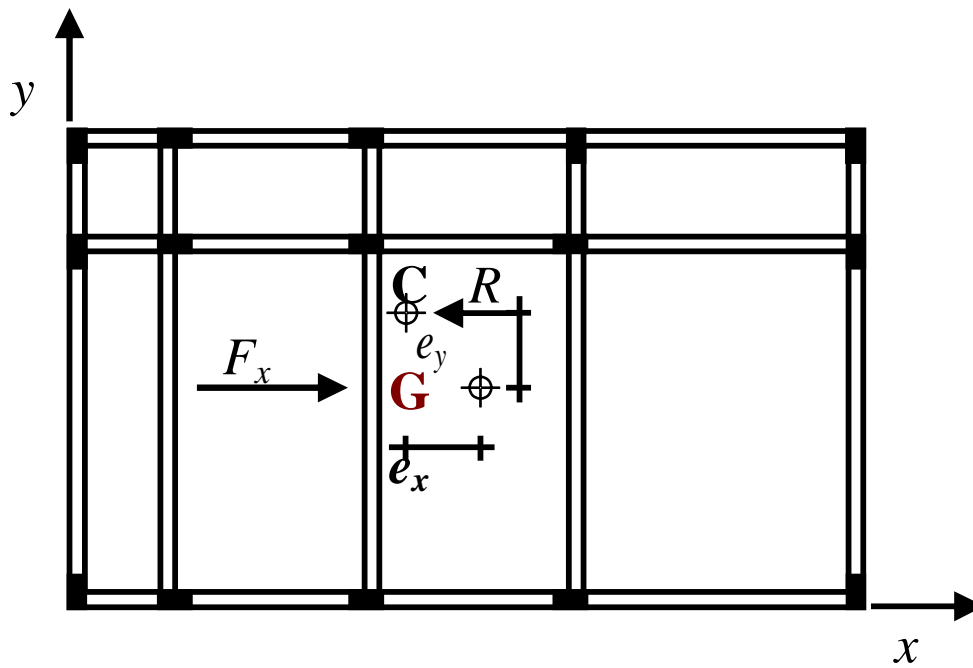


Fig.1

Al fine di illustrare il modello di Grinter è necessario preventivamente introdurre il concetto di “baricentro delle rigidezze”, definito anche “centro elastico”, dell’impalcato.

E’ noto che per la loro natura le forze sismiche sono applicate nei baricentri delle masse, che, per la maggior parte degli edifici ordinari, possono essere considerati coincidenti con i baricentri geometrici degli impalcato. Quindi, ai vari piani dei fabbricati la posizione del baricentro delle masse dipende dalla forma geometrica dell’impalcato e viene determinata con i metodi forniti dalla geometria delle masse, attraverso le seguenti formule:

$$X_G = \frac{\sum_i A_i \cdot X_i}{\sum_i A_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_i A_i \cdot Y_i}{\sum_i A_i}$$

dove:

A_i è l'area delle figure semplici (rettangoli, triangoli ecc.), in cui può scomporsi l'impalcato.

X_i ed Y_i sono le coordinate dei baricentri delle aree A_i , rispetto ad un sistema di assi cartesiani, scelto sempre in modo da contenere, per semplicità di calcolo, l'impalcato tutto nel 1° quadrante.

$\sum_i A_i$ è l'area totale dell'impalcato.

Si definisce baricentro delle rigidezze, o centro elastico dell'impalcato, C, il punto d'applicazione della risultante R delle reazioni elastiche delle colonne, ovvero il baricentro delle rigidezze delle stesse, e, quindi, il punto rispetto al quale il momento statico delle rigidezze secondo gli assi x (K_{xi}) ed y (K_{yi}), riguardate come vettori, è nullo.

Conseguentemente le coordinate di C varranno:

$$x_c = \frac{\sum_i K_{yi} \cdot x_i}{\sum K_{yi}} \qquad y_c = \frac{\sum_i K_{xi} \cdot y_i}{\sum K_{xi}}$$

E' evidente che, in caso di distribuzione irregolare delle rigidezze, la posizione di C verrà a trovarsi dalla parte dove vi sono più pilastri, ovvero dove sono presenti i pilastri dotati di più elevata rigidezza. In caso di edifici caratterizzati da una distribuzione regolare delle rigidezze, cioè in presenza di due assi di simmetria elastica delle colonne, C e G.

Nel modello approssimato alla Grinter se i pilastri sono realizzati con lo stesso materiale ed hanno la stessa altezza le coordinate di C possono

calcolarsi sostituendo alle rigidezze i momenti d'inerzia delle colonne:

$$x_c = \frac{\sum_i I_{xi} x_i}{\sum_i I_{xi}} \qquad y_c = \frac{\sum_i I_{yi} y_i}{\sum_i I_{yi}}$$

Ciò premesso, sull'edificio di cui alla Fig.1, per effetto della forza sismica F_x applicata in G, si determinano nei pilastri delle reazioni di taglio che, per l'equilibrio alla traslazione secondo x, danno luogo ad una risultante R , uguale ed opposta ad F_x , applicata nel baricentro delle rigidezze C.

Nel caso di edifici non simmetrici, la risultante delle reazioni dei pilastri non sarà quindi ubicata sulla stessa retta d'azione di F_x , risultando G e C eccentrici.

Ne consegue che, affinché F_x ed R risultino in equilibrio, sull'impalcato deve essere presente anche una coppia costituita dalle due forze, il cui momento vale: $M_t = F_x \cdot e_y$.

Per effetto di tale momento l'impalcato subirà oltre che una traslazione anche una rotazione, dovuta appunto all'effetto torcente. Qualora la forza F_x passasse per C l'impalcato subirebbe invece solo una traslazione nella direzione della forza applicata.

In presenza di momento torcente, dunque, le reazioni elastiche dei pilastri, in particolare di quelli più esterni, si modificheranno, per poter fronteggiare la presenza di M_t , e che gli incrementi dei tagli risulteranno di segno opposto, a seconda della posizione delle relative colonne rispetto a C. Va però osservato che, con l'alternarsi del verso delle forze sismiche, anche i versi dei tagli si invertono e, quindi, la presenza della coppia torcente M_t comporterà sempre un aggravio per i pilastri più esterni.

E' pertanto evidente che è preferibile realizzare strutture che non presentino eccentricità rilevanti tra G e C, e che le forme planimetriche compatte e regolari sono preferibili rispetto a quelle irregolari.

Sulla scorta di quanto sopra si passa ad esaminare come valutare l'entità dei tagli nascenti nei pilastri per effetto della forza sismica.

Ciò è possibile utilizzando il principio di sovrapposizione degli effetti, valutando cioè i tagli nei pilastri come somma dell'aliquota derivante dalla sola traslazione dell'impalcato (T') e di quella derivante dalla sola rotazione (T'').

Per procedere in tal senso si procede traslando la forza sismica da G a C, ed introducendo il relativo momento di trasporto M_t (vedasi Fig. 2).

L'effetto della traslazione (T') sarà valutato considerando la presenza della sola forza sismica F_x , mentre quello della rotazione (T'') dipenderà dal solo momento torcente.

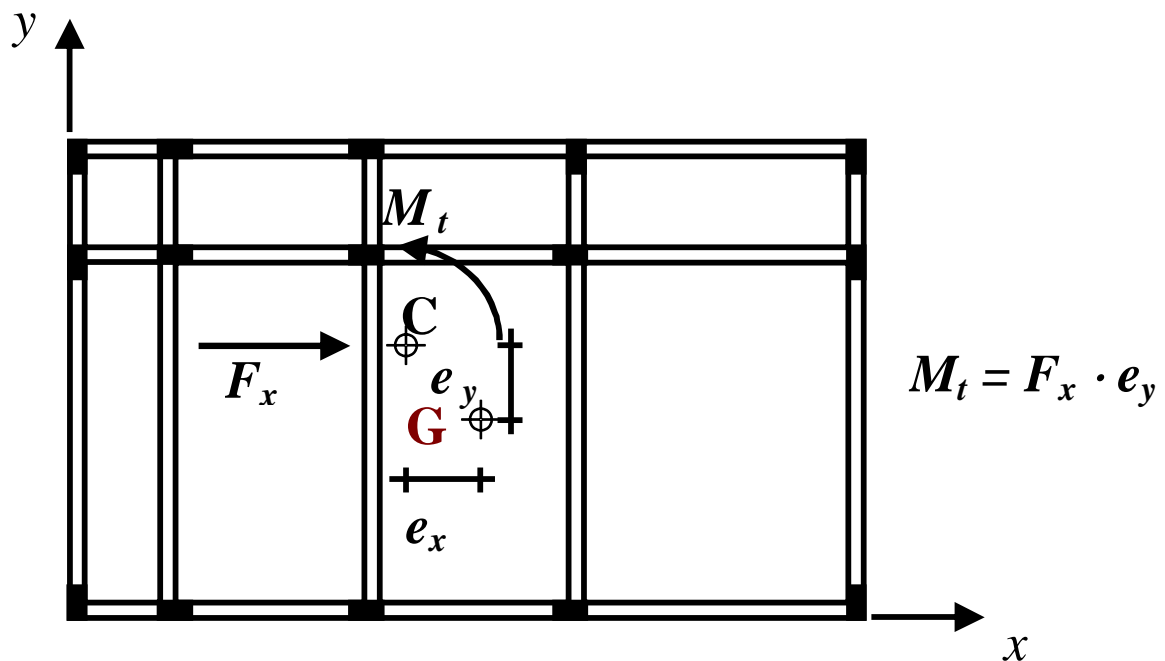


Fig. 2

Effetto della sola traslazione

Si consideri che la condizione di congruenza (rigidezza dell'impalcato nel suo piano) impone che tutti i pilastri subiscano gli stessi spostamenti. Da ciò ne deriva che :

$$\delta_i = \delta, \quad \text{e} \quad T'_{xi} = \delta K_{xi}.$$

Conseguentemente si avrà che:

$$\delta = \frac{T'_{xi}}{K_{xi}}$$

La condizione di equilibrio alla traslazione secondo x impone peraltro che $F_x = \sum_i T'_{xi} = \delta \sum_i K_{xi}$; da cui ne consegue che:

$$\delta = \frac{F_x}{\sum_i K_{xi}}$$

Uguagliando l'espressione di δ ricavata dalla condizione di congruenza con quella dedotta dall'equazione di equilibrio, si avrà che:

$$\frac{T'_{xi}}{K_{xi}} = \frac{F_x}{\sum_j K_{ix}} ; \quad T'_{xi} = F_x \frac{K_{xi}}{\sum_j K_{xi}} ; \quad T'_{yi} = 0$$

Effetto della sola rotazione

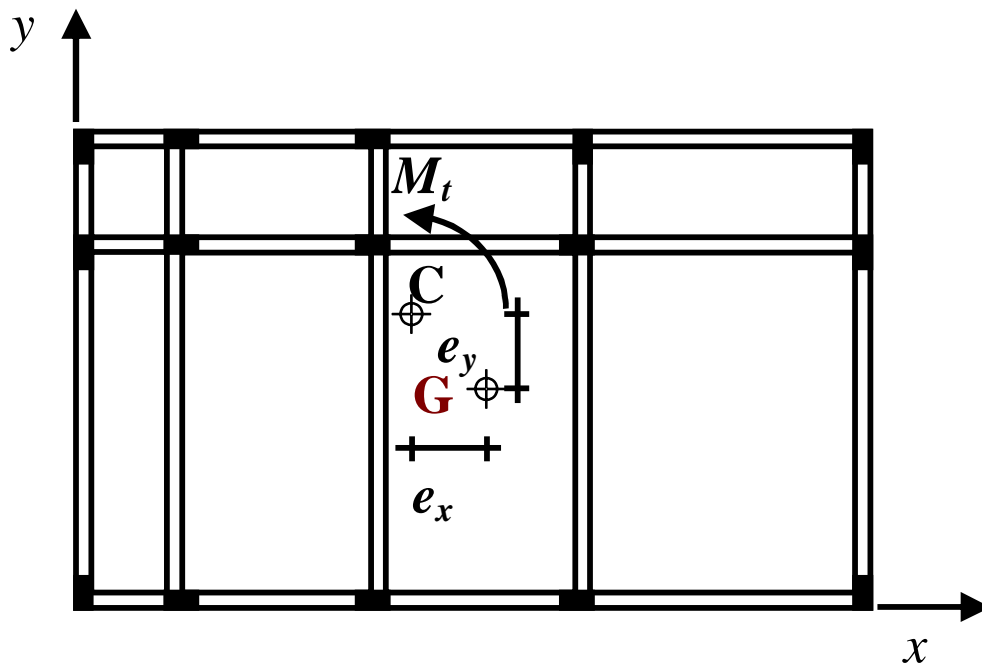


Fig. 3

Si consideri agente sull'impalcato solo il momento torcente $M_t = F_x \cdot e_y$. Assumendo un sistema di riferimento \bar{x} , \bar{y} , con origine in C, per come indicato in Fig.4, è evidente che il generico pilastro i subirà per effetto di M_t uno spostamento $\delta_i^* = \varphi r_i$, in cui φ rappresenta la rotazione dell'impalcato, infinitamente rigido nel suo piano, ed r_i la distanza del pilastro da C. Le componenti di δ_i^* secondo \bar{x} e \bar{y} , varranno:

$$\delta_{xi}^* = \delta_i^* \sin \alpha; \quad \delta_{yi}^* = \delta_i^* \cos \alpha$$

Imponendo all'impalcato una condizione di congruenza ed una di equilibrio alla rotazione, si perviene, analogamente a quanto fatto precedentemente, alla determinazione dell'aliquota di taglio T'' che

competete a ciascun pilastro per effetto della sola rotazione dell'impalcato stesso.

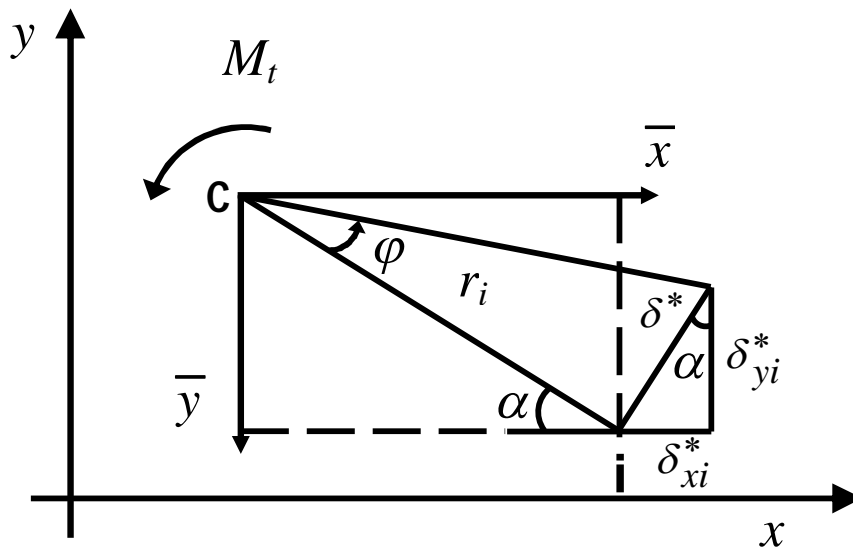


Fig. 4

$$T_{xi}'' = K_{xi} \cdot \delta_{xi}^* \quad T_{yi}'' = K_{yi} \cdot \delta_{yi}^*$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{\bar{y}_i}{r_i}; \quad \text{cos } \alpha = \frac{\bar{x}_i}{r_i}$$

$$T_{xi}'' = K_{xi} \delta_i^* \text{ sen } \alpha = K_{xi} \varphi \bar{y}_i$$

ed analogamente: $T_{yi}'' = K_{yi} \varphi \bar{x}_i$, da cui si avrà:

$$\varphi = \frac{T_{xi}''}{K_{xi} \bar{y}_i} = \frac{T_{yi}''}{K_{yi} \bar{x}_i} \quad (\text{condizione di congruenza})$$

Per l'equilibrio alla rotazione dell'impalcato si avrà:

$$M_t = \sum_i (T_{xi}'' \bar{y}_i + T_{yi}'' \bar{x}_i)$$

$$M_t = \varphi \sum_i (K_{xi} \bar{y}_i^2 + K_{yi} \bar{x}_i^2)$$

Ponendo:

$$I_p = \sum_i (K_{xi} \bar{y}_i^2 + K_{yi} \bar{x}_i^2) \quad (\text{momento d'inerzia polare})$$

si avrà:

$$M_t = \varphi I_p; \quad \varphi = \frac{M_t}{I_p}$$

Uguagliando l'espressione di φ ricavata dalla condizione di congruenza con quella dedotta dall'equazione di equilibrio, si avrà:

$$T_{xi}'' = M_t \frac{K_{xi} \bar{y}_i}{I_p}; \quad T_{yi}'' = M_t \frac{K_{yi} \bar{x}_i}{I_p}$$

In conclusione quindi il taglio complessivo che nasce nei singoli pilastri per effetto dell'applicazione in G della forza F_x varrà:

$$T_{xi} = T_{xi}' + T_{xi}'' \quad T_{yi} = T_{yi}''$$

Analogamente, se la forza sismica viene applicata parallelamente all'asse y , operando come fatto precedentemente, si avrà:

$$T_{xi} = T'_{xi} + T''_{xi}; \quad T_{yi} = T'_{yi} + T''_{yi}$$

$$T'_{xi} = 0; \quad T'_{yi} = F_y \frac{K_{yi}}{\Sigma K_{yi}}$$

$$T''_{xi} = M_t \frac{K_{xi} \bar{y}_i}{I_p}; \quad T''_{yi} = M_t \frac{K_{yi} \bar{x}_i}{I_p}$$

NB) Nel caso di strutture a più piani nelle formule precedenti si dovranno sostituire ad F_x ed F_y i taglianti sismici di piano T_x e T_y .

Azioni sismiche struttura SLO (analisi statica lineare)

Commessa: ampliamento zona auditorium scuole medie Toscolano - 07/2016

Si esegue il calcolo delle azioni sismiche di piano e della sua distribuzione, conforme al 1° modo di vibrare. Il calcolo delle azioni orizzontali segue i punti 3.2.3 e 7.3.3.2 del D.M. 14/01/2008.

Il calcolo viene eseguite allo Stati limite di Operatività (SLO).

DATI DI CALCOLO

Numero solai fuori terra	1		
h_0	2,90	m	Altezza interpiano - piano terra
h_1	0,00	m	Altezza interpiano - piano primo
h_2	0,00	m	Altezza interpiano - piano secondo
h_3	0,00	m	Altezza interpiano - piano terzo
H	2,90	m	Altezza totale fuori terra edificio
Edificio regolare in altezza?	S		(§7.2.2 D.M. 14/01/2008)
Tipo struttura (tab. 7.5.II)	4		A mensola o pendolo inverso
Peso proprio parte bassa muri 1° interpiano genera azione sismica?	N		
Coefficiente Ψ_{2i}	0,00		(coperture)
Coefficiente S_S	1,500		(SLO)
Coefficiente S_T	1,00		
Coefficiente F_0	2,488		(SLO)
Accelerazione spettrale a_g	0,528	m/s ²	(SLO)
Periodo T_C spettro	0,401	s	
N. pilastri	4		
Modulo elastico E	2.100.000	daN/cm ²	
Momento inerzia di 1 pilastro	19.850	cm ⁴	

PESO MURI

	L [m]	s [cm]	H [m]	γ [KN/m ³]	W [kN]
MURI PIANO TERRA			2,90		0,00
			2,90		0,00
			2,90		0,00
			2,90		0,00
			Totale		0,00
MURI PIANO 1°			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
			Totale		0,00
MURI PIANO 2°			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
			Totale		0,00
MURI PIANO 3°			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
			Totale		0,00
			Totale peso muri		0,00

PESO SOLAI								
	S	g₁+g₂	q	Coeff.	G₁+G₂	Q	W_{sis}	W_{tot,max}
	[mq]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	Ψ _{2i}	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1° SOLAIO	81,56	8,8	1,2	0,00	717,73	97,87	717,73	815,60
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	717,73	97,87	717,73	815,60
2° SOLAIO				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	0,00	0,00	0,00	0,00
3° SOLAIO				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	0,00	0,00	0,00	0,00
4° SOLAIO				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale peso solai	717,73	97,87	717,73	815,60
				<i>Incidenza su peso solai</i>	88,0%	12,0%		100,0%
				<i>Incidenza su peso totale edificio</i>	88,0%	12,0%		100,0%

RISULTATI DI CALCOLO

Spettro elastico accelerazione

Periodo T_B spettro	0,13	s
Periodo T_C spettro	0,40	s
Periodo T_D spettro	1,82	s
Coefficiente C_1	0,05	(edificio in muratura)
1° periodo proprio T_1 (stima)	0,37	s
$S_e (T)$	1,97	m/s ²

Coefficiente di struttura (§C.7.4.3.2) e riduzione λ (§7.3.3.2 D.M. 14/01/2008)

Coefficiente q_0	1,00
Coefficiente K_R	1,00
Fattore struttura q	1,00
Coefficiente riduzione λ	1,00
Taglio al piede teorico =	20,1% delle azioni verticali (pesi)

Azioni sismiche di piano secondo D.M. 14/01/2008

$W_{tot,max}$	815,60 kN	Peso totale edificio "a pieno carico"
W_{sism}	717,73 kN	Peso lordo edificio per calcolo azioni sismiche
$T_{sismico,teorico}$	20,1%	delle azioni verticali
$W_{sism,detraz}$	0,00 kN	Parte peso da detrarre per calcolo azioni sismiche
W'_{sism}	717,73 kN	Peso netto edificio per calcolo azioni sismiche
$\Delta M_{sismiche}$	0,0%	Riduzione masse sismiche
$T_{sismico,reale}$	20,1%	delle azioni verticali

Azione sismica totale = **144,11 kN**

Tabella azioni sismiche

SOLAIO	W [kN]	h_i [m]	z_i [m]	$W_i * z_i$ [kN*m]	γ_i [adim.]	F_i [kN]	F_i [% peso]
Peso muri parte bassa	0,0	0,00	0,00	0,0			
Solaio n. 1	717,7	2,90	2,90	2081,4	1,0000	144,11	20,1%
Solaio n. 2	0,0	0,00	2,90	0,0	0,0000	0,00	0,0%
Solaio n. 3	0,0	0,00	2,90	0,0	0,0000	0,00	0,0%
Solaio n. 4	0,0	0,00	2,90	0,0	0,0000	0,00	0,0%
Totale	717,7		Totale	2081,4		144,11	20,1%

NB: azioni intere di cui al D.M. 14/01/2008 (per adeguamento sismico)

VERIFICA PILASTRI (deformazione orizzontale)

Si utilizza la combinazione di carico più gravosa per i pilastri, che corrisponde a quella in cui la azione sismica viene applicata con la massima eccentricità rispetto al baricentro delle rigidezze.

Si distinguono i casi di sisma lungo x e lungo y.

La ripartizione delle azioni sui pilastri viene eseguita con il metodo di Grinter applicato al caso specifico (n. 4 pilastri uguali con uguale dimensione ed uguale rigidezza in entrambe le direzioni).

Calcolo sismico

Max carico sismico orizzontale	14.411	daN
Numero pilastri	4	
Distanza //x tra file pilastri	7,20	m
Distanza //y tra file pilastri	3,80	m
Altezza edificio	2,90	m

Caso A: sisma in direzione X

Max dimensione edificio //y	8,00	m
Eccentricità //y geometrica C-G	0,03	m
Eccentricità //y aggiuntiva	0,40	m
Eccentricità //y di calcolo	0,43	m
Torcente di piano	6.197	daN*m

Calcolo azioni pilastri

Reazione (X) traslazionale di 1 pilastro	3.603	daN
Max reazione X rotazionale di 1 pilastro	178	daN
Max reazione Y rotazionale di 1 pilastro	337	daN
Reazione totale X di 1 pilastro	3.780	daN
Reazione totale Y di 1 pilastro	337	daN
Reazione totale di 1 pilastro	3.795	daN

Caso B: sisma in direzione Y

Max dimensione edificio //x	7,80	m
Eccentricità //x geometrica C-G	0,77	m
Eccentricità //x aggiuntiva	0,39	m
Eccentricità //x di calcolo	1,16	m
Torcente di piano	16.716	daN*m

Calcolo azioni pilastri

Reazione (Y) traslazionale di 1 pilastro	3.603	daN
Max reazione X rotazionale di 1 pilastro	479	daN
Max reazione Y rotazionale di 1 pilastro	908	daN
Reazione totale X di 1 pilastro	479	daN
Reazione totale Y di 1 pilastro	4.511	daN
Reazione totale di 1 pilastro	4.536	daN

Combinazione sismica sui pilastri

Sisma X

Rx =	3.924	daN
Ry =	1.690	daN

Sisma Y

Rx =	1.613	daN
Ry =	4.612	daN

con i seguenti momenti al piede:

Sisma X

Mx =	11.380	daN*m
My =	4.900	daN*m

Azioni sismiche struttura SLD (analisi statica lineare)

Commessa: ampliamento zona auditorium scuole medie Toscolano - 07/2016

Si esegue il calcolo delle azioni sismiche di piano e della sua distribuzione, conforme al 1° modo di vibrare. Il calcolo delle azioni orizzontali segue i punti 3.2.3 e 7.3.3.2 del D.M. 14/01/2008.

Il calcolo viene eseguite agli Stati limite Ultimi (SLD) per classe di **ductilità bassa**.

DATI DI CALCOLO

Numero solai fuori terra	1		
h_0	2,90	m	Altezza interpiano - piano terra
h_1	0,00	m	Altezza interpiano - piano primo
h_2	0,00	m	Altezza interpiano - piano secondo
h_3	0,00	m	Altezza interpiano - piano terzo
H	2,90	m	Altezza totale fuori terra edificio
Edificio regolare in altezza?	S		(§7.2.2 D.M. 14/01/2008)
Tipo struttura (tab. 7.5.II)	4		A mensola o pendolo inverso
Peso proprio parte bassa muri 1° interpiano genera azione sismica?	N		
Coefficiente Ψ_{2i}	0,00		(coperture)
Coefficiente S_s	1,500		(SLD)
Coefficiente S_T	1,00		
Coefficiente F_0	2,480		(SLD)
Accelerazione spettrale a_g	0,697	m/s ²	(SLD)
Periodo T_C spettro	0,415	s	
Coefficiente η (1/q)	0,667		(2/3 - § 7.3.7.1 DM 14/01/2008)
N. pilastri	4		
Modulo elastico E	2.100.000	daN/cm ²	
Momento inerzia di 1 pilastro	19.850	cm ⁴	

PESO MURI

	L [m]	s [cm]	H [m]	γ [KN/m ³]	W [kN]
MURI PIANO TERRA			2,90		0,00
			2,90		0,00
			2,90		0,00
			2,90		0,00
				Totale	0,00
MURI PIANO 1°			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
				Totale	0,00
MURI PIANO 2°			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
				Totale	0,00
MURI PIANO 3°			0,00		0,00
			0,00		0,00
			0,00		0,00
				Totale	0,00
Totale peso muri					0,00

PESO SOLAI								
	S	g₁+g₂	q	Coeff.	G₁+G₂	Q	W_{sis}	W_{tot,max}
	[mq]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	Ψ _{2i}	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1° SOLAIO	81,56	8,8	1,2	0,00	717,73	97,87	717,73	815,60
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	717,73	97,87	717,73	815,60
2° SOLAIO				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	0,00	0,00	0,00	0,00
3° SOLAIO				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	0,00	0,00	0,00	0,00
4° SOLAIO				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale	0,00	0,00	0,00	0,00
				Totale peso solai	717,73	97,87	717,73	815,60
				<i>Incidenza su peso solai</i>	88,0%	12,0%		100,0%
				<i>Incidenza su peso totale edificio</i>	88,0%	12,0%		100,0%

RISULTATI DI CALCOLO

Spettro elastico accelerazione

Periodo T_B spettro	0,14	s
Periodo T_C spettro	0,42	s
Periodo T_D spettro	1,88	s
Coefficiente C_1	0,05	(edificio in acciaio)
1° periodo proprio T_1 (stima)	0,37	s $(2\pi \cdot (m/k)^{0.5})$
S_e (T)	2,59	m/s ²

Coefficiente di struttura (§C.7.4.3.2) e riduzione λ (§7.3.3.2 D.M. 14/01/2008)

Coefficiente q_0	1,50
Coefficiente K_R	1,00
Fattore struttura q	1,50
Coefficiente riduzione λ	1,00
Taglio al piede teorico =	17,6% delle azioni verticali (pesi)

Azioni sismiche di piano secondo D.M. 14/01/2008

$W_{tot,max}$	815,60 kN	Peso totale edificio "a pieno carico"
W_{sism}	717,73 kN	Peso lordo edificio per calcolo azioni sismiche
$T_{sismico,teorico}$	17,6%	delle azioni verticali
$W_{sism,detraz}$	0,00 kN	Parte peso da detrarre per calcolo azioni sismiche
W'_{sism}	717,73 kN	Peso netto edificio per calcolo azioni sismiche
$\Delta M_{sismiche}$	0,0%	Riduzione masse sismiche
$T_{sismico,reale}$	17,6%	delle azioni verticali

Azione sismica totale = 126,38 kN

Tabella azioni sismiche

SOLAIO	W [kN]	h_i [m]	z_i [m]	$W_i \cdot z_i$ [kN*m]	γ_i [adim.]	F_i [kN]	F_i [% peso]
Peso muri parte bassa	0,0	0,00	0,00	0,0			
Solaio n. 1	717,7	2,90	2,90	2081,4	1,0000	126,38	17,6%
Solaio n. 2	0,0	0,00	2,90	0,0	0,0000	0,00	0,0%
Solaio n. 3	0,0	0,00	2,90	0,0	0,0000	0,00	0,0%
Solaio n. 4	0,0	0,00	2,90	0,0	0,0000	0,00	0,0%
Totale	717,7		Totale	2081,4		126,38	17,6%

VERIFICA SLE § 7.3.7.1 DM 14/01/2008 - CONCLUSIONI (edifici in classe III)

Le azioni sismiche calcolate secondo le indicazioni normative ($\eta=2/3$) sono pari a circa il 18% delle azioni verticali. Tali valori determinano pertanto azioni sismiche inferiori alle resistenze di progetto in quanto queste ultime sono state determinate dalle sollecitazioni allo SLV, nettamente superiori (32,7% pesi). Nel caso specifico, dunque, tale verifica di resistenza è implicitamente soddisfatta.



Titolo : **Muro lato scala accesso piano interrato palestra scuole medie Toscolano 07/2016**

Altezza paraghiaia (m)	h1	<input type="text" value="0"/>	Angolo attrito interno	φ°	<input type="text" value="30"/>	Impalcato Ni <input type="text" value="0"/> dN <input type="text" value="0"/> Vi <input type="text" value="0"/> kN									
Spessore paraghiaia (m)	s1	<input type="text" value="0"/>	Ang. attrito terra-muro	δ°	<input type="text" value="20"/>										
Inclinazione parete (%)	i	<input type="text" value="0"/>	Ang. attrito fondazione	φ_f°	<input type="text" value="34"/>										
Altezza parete (m)	h2	<input type="text" value="1,7"/>	Peso spec. terre [kN/m3]	γ_t	<input type="text" value="18"/>	Zoom									
Spessore in testa (m)	s2	<input type="text" value="0,3"/>	Peso spec. muro [kN/m3]	γ_m	<input type="text" value="25"/>										
Spessore alla base (m)	s3	<input type="text" value="0,3"/>	Dati Sisma	K_v	<input type="text" value="0,0314"/>	K_h	<input type="text" value="0,0629"/>								
Altezza fondazione (m)	h3	<input type="text" value="0,4"/>	N° lati terreno	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Lato 1</th> <th>Lungh.</th> <th>Dislivello</th> <th>q</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>				Lato 1	Lungh.	Dislivello	q	1	10	0	2
Lato 1	Lungh.	Dislivello	q												
1	10	0	2												
Sbalzo fond. contro terra	L1	<input type="text" value="0,35"/>	<input type="button" value="Calcolo"/> <input type="button" value="Visualizza"/>												
Larghezza totale fond.	L2	<input type="text" value="1"/>													

Parete

St kN

Sq kN

Ss kN

Si kN

M kNm

N kN

V kN

Fondazione

Ribaltamento	Scorrimento	Schiacciamento	Sbalzi Fondazione	
St <input type="text" value="14,29"/> <input type="text" value="??3"/>	St <input type="text" value="14,29"/> <input type="text" value="??3"/>	St <input type="text" value="14,29"/> <input type="text" value="??2"/>	M valle	<input type="text" value="3,441"/>
Sq <input type="text" value="1,512"/>	Sq <input type="text" value="1,512"/>	Sq <input type="text" value="1,512"/>	M monte	<input type="text" value="2,487"/>
Ss <input type="text" value="1,593"/>	Ss <input type="text" value="1,593"/>	Ss <input type="text" value="2,575"/>	$\sigma_{t, valle}$	<input type="text" value="0,06618"/> MPa
Si <input type="text" value="2,105"/>	Si <input type="text" value="2,105"/>	Si <input type="text" value="2,105"/>	$\sigma_{t, monte}$	<input type="text" value="0"/>
Mr <input type="text" value="7,961"/>	V <input type="text" value="18,45"/>	M <input type="text" value="7,824"/>	% comp.	<input type="text" value="61,64"/>
Ms <input type="text" value="19,58"/>	N <input type="text" value="38,36"/>	N <input type="text" value="40,80"/>	Verifiche più gravose <input type="button" value="v"/>	
Ms/Mr <input type="text" value="2,459"/>	c.scor. <input type="text" value="1,122"/>	V <input type="text" value="19,37"/>		



Titolo : **Muro sostegno H=320 nuova area esterna palestra scuole medie Toscolano 07/2016**

Altezza paraghiaia (m)	h1	<input type="text" value="0"/>	Angolo attrito interno	φ°	<input type="text" value="30"/>	Impalcato Ni <input type="text" value="0"/> dN <input type="text" value="0"/> Vi <input type="text" value="0"/> kN									
Spessore paraghiaia (m)	s1	<input type="text" value="0"/>	Ang. attrito terra-muro	δ°	<input type="text" value="20"/>										
Inclinazione parete (%)	i	<input type="text" value="0"/>	Ang. attrito fondazione	φ_f°	<input type="text" value="34"/>										
Altezza parete (m)	h2	<input type="text" value="3,2"/>	Peso spec. terre [kN/m3]	γ_t	<input type="text" value="18"/>	Zoom									
Spessore in testa (m)	s2	<input type="text" value="0,3"/>	Peso spec. muro [kN/m3]	γ_m	<input type="text" value="25"/>										
Spessore alla base (m)	s3	<input type="text" value="0,3"/>	Dati Sisma K_v <input type="text" value="0,0314"/> K_h <input type="text" value="0,0629"/>												
Altezza fondazione (m)	h3	<input type="text" value="0,5"/>	N° lati terreno	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Lato 1</th> <th>Lungh.</th> <th>Dislivello</th> <th>q</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>				Lato 1	Lungh.	Dislivello	q	1	10	0	2
Lato 1	Lungh.	Dislivello	q												
1	10	0	2												
Sbalzo fond. contro terra	L1	<input type="text" value="0,8"/>	<input type="button" value="Calcolo"/> <input type="button" value="Visualizza"/>												
Larghezza totale fond.	L2	<input type="text" value="2"/>													

Parete

St kN

Sq kN

Ss kN

Si kN

M kNm

N kN

V kN

Fondazione

Ribaltamento	Scorrimento	Schiacciamento	Sbalzi Fondazione	
St <input type="text" value="44,37"/> <input type="text" value="??3"/>	St <input type="text" value="44,37"/> <input type="text" value="??3"/>	St <input type="text" value="44,37"/> <input type="text" value="??2"/>	M valle <input type="text" value="25,40"/>	
Sq <input type="text" value="2,665"/>	Sq <input type="text" value="2,665"/>	Sq <input type="text" value="2,665"/>	M monte <input type="text" value="17,76"/>	
Ss <input type="text" value="4,741"/>	Ss <input type="text" value="4,741"/>	Ss <input type="text" value="7,661"/>		
Si <input type="text" value="5,981"/>	Si <input type="text" value="5,981"/>	Si <input type="text" value="5,981"/>	$\sigma_{t, valle}$ <input type="text" value="0,07521"/> MPa	
Mr <input type="text" value="35,78"/>	V <input type="text" value="54,63"/>	M <input type="text" value="26,12"/>	$\sigma_{t, monte}$ <input type="text" value="0"/>	
Ms <input type="text" value="120,0"/>	N <input type="text" value="109,8"/>	N <input type="text" value="116,8"/>	% comp. <input type="text" value="77,63"/>	
Ms/Mr <input type="text" value="3,355"/>	c.scor. <input type="text" value="1,085"/>	V <input type="text" value="57,37"/>	<input type="button" value="Verifiche più gravose"/> ▾	



COMUNE DI TOSCOLANO-MADERNO
PROVINCIA DI BRESCIA

INTEGRAZIONE FASCICOLO DEI CALCOLI
progetto di ampliamento e adeguamento alla normativa antincendio
scuola media G. Di Pietro
CORPO DI FABBRICA: NUOVA HALL AUDITORIUM

COMMITTENTE: Comune di Toscolano-Maderno

IL TECNICO



Toscolano-Maderno, 19 maggio 2017

1. Introduzione

L'integrazione riguarda i particolari di collegamento al piede ed in testa alla colonna in acciaio del corpo di fabbrica in ampliamento dell'auditorium.

Si rammenta che lo schema di calcolo sismico della struttura è del tipo a pendolo inverso; i vincoli considerati sulla colonna metallica sono pertanto i seguenti:

- al piede: incastro – trasmissione di flessione e taglio;
- in testa: cerniera – trasmissione di solo taglio.

2. Particolare al piede

Le saldature al piede della colonna, sulla piastra di base, vengono eseguite a completa penetrazione e non è pertanto necessario eseguire verifiche aggiuntive rispetto a quelle del profilo in acciaio.

Si dimensiona invece la piastra al piede. Le dimensioni sono le seguenti:

$L_x = 45$ cm

$L_y = 40$ cm

Le zanche sottostanti sono le seguenti: n. 8 zanche $\varnothing 24$ in acciaio tipo B450C.

Le azioni massime (sismiche) al piede della colonna sono:

$N = 15'810$ daN

$M_x = 7'630$ daN*m

$M_y = 21'811$ daN*m

Considerando perciò l'estradosso del 1° solaio come una struttura di fondazione, ed operando in classe di duttilità "B", ai sensi del § 7.2.1 delle NTC2008, si hanno le seguenti sollecitazioni al piede, ai fini del dimensionamento:

$N = 15'810$ daN

$M_x = 1.1 * 7'630 = 8'393$ daN*m

$M_y = 1.1 * 21'811 = 23'992$ daN*m

valori che vengono assunti ai fini della verifica della piastra di base e dei relativi ancoraggi al getto sottostante.

La verifica viene eseguita sulla sezione in c.a. sottostante la piastra, ed è riportata nei seguenti form:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Zanche piastra base colonne

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM1996 ?

Titolo: **Zanche sotto piastra 45x40**

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	45	0
3	45	40
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
8	4,52	28,3	7
9	4,52	16,7	33
10	4,52	28,3	33
11	4,52	38	15
12	4,52	38	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 250 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 58 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 ϵ_{s} ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

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

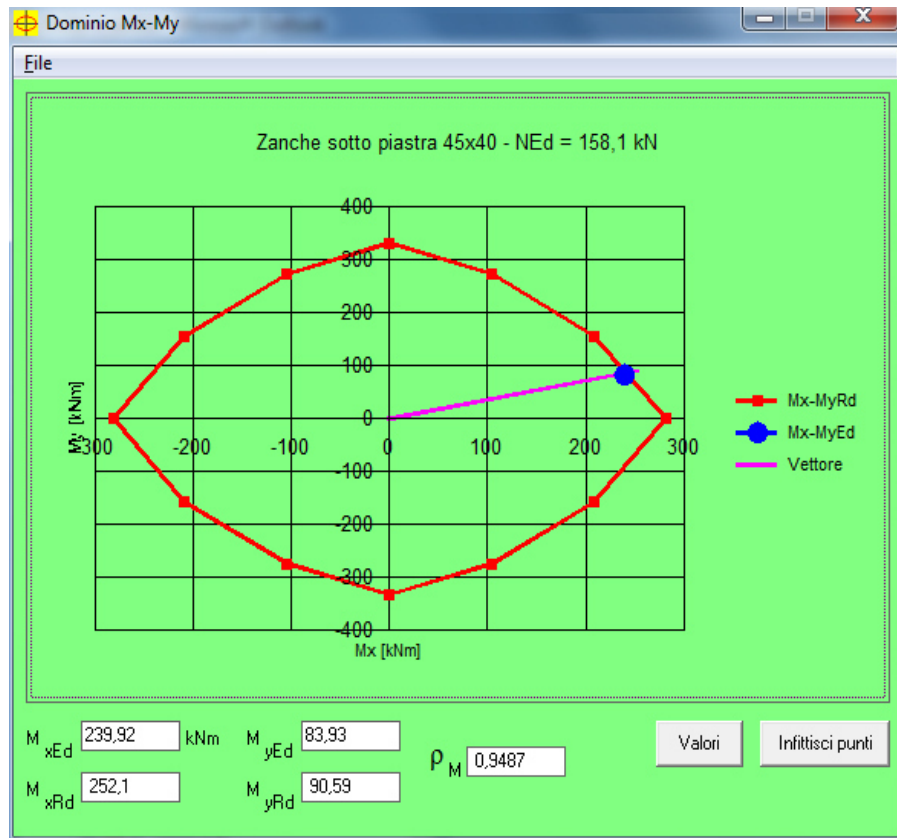
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso



Al fine di garantire la trasmissione delle azioni fino in fondazione, poi, si opta per la realizzazione di opportune gabbie di armatura (pilastri) annegate nei muri in c.a. dell'interrato.

A favore di sicurezza si verificano tali elementi come se fossero isolati, considerandoli come pilastri in c.a. soggetti alla applicazione delle medesime azioni di verifica sopra citate, utilizzate per le verifiche precedenti.

Viene realizzato un pilastro 60x40 armato con n. 4 barre Ø22 negli angoli e barre Ø16 sui lati (n. 3 per ciascun lato lungo e n. 2 per ogni lato corto). Le verifiche sono le seguenti:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro annegato nei muri CA

Titolo: **Pilastro 60x40**

N* Vertici: 4 Zoom N* barre: 14 Zoom

N*	x [cm]	y [cm]	N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	10	2,01	30	36,4
2	60	0	11	2,01	56,4	14,7
3	60	40	12	2,01	56,4	25,3
4	0	40	13	2,01	43	3,6
			14	2,01	43	36,4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 158,1 kN
 M_{xEd}: 239,92 kNm
 M_{yEd}: 83,93 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

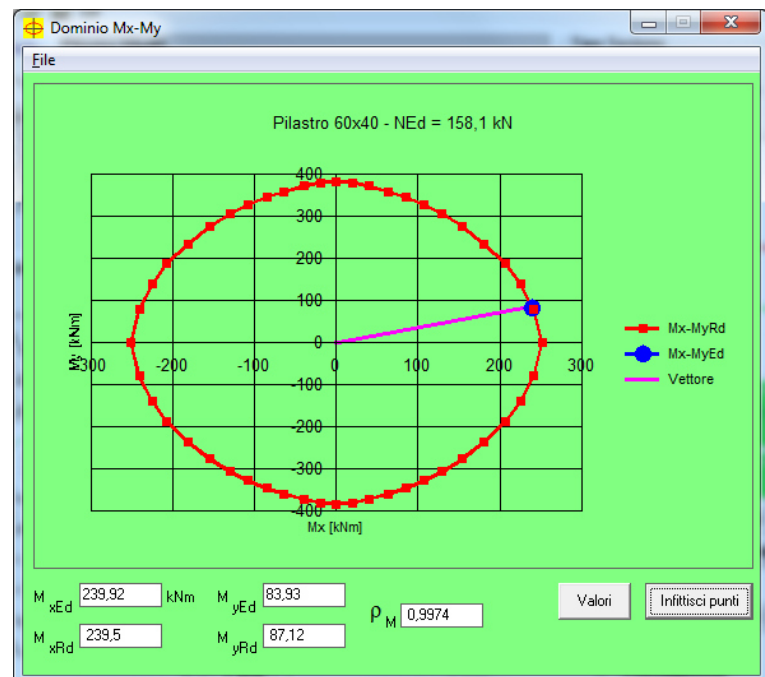
Tipologia: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

E_{su}: 10 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 13,28 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6 ‰
 τ_{c1}: 1,829 ‰

M_{xRd}: 238,6 kNm
 M_{yRd}: 91,64 kNm
 σ_c: -13,28 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 7,224 ‰
 d: 44,43 cm
 x: 14,5 x/d: 0,3264
 δ: 0,848

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
 Tipo flessione: Retta Deviata
 N* rett.: 100
 angolo asse neutro θ°: 351,56
 Precompresso



Le verifiche teoriche sono “al limite” ma bisogna considerare che esse prescindono completamente dalla continuità con il muro in c.a. entro i quali i pilastri sono annegati; è verosimile concludere, pertanto, che esistano notevoli margini di sicurezza anche a fronte di un risultato teorico assai risicato.

3. Particolare in testa

3.1 Generalità

Il collegamento in testa alla colonna deve essere in grado di trasferire solamente taglio. Il trasferimento avviene dapprima tra solaio in c.a. e trave, e poi tra trave e colonna.

Il valore di taglio da trasmettere su ogni pilastro è pari a:

$$V=7'968 \text{ daN}$$

3.1 Trasmissione solaio-trave HEA

Sono previsti fazzoletti saldati ogni 100 cm; su una lunghezza di trave pari a circa 7.50 m si hanno quindi almeno n. 7 fazzoletti, che devono trasmettere il taglio di competenza di n. 2 pilastri. Perciò:

$$V_{\text{tot}}=2 \cdot 7'968 \approx 16'000 \text{ daN}$$

Ogni fazzoletto a forma di croce è saldato a cordone d'angolo sull'estradosso della HEA, e le relative saldature presentano una superficie di gola pari a:

$$S_{\text{gola}}=2 \cdot 2 \cdot (10+10) \cdot 0.8 / \text{rad}(2) \approx 45 \text{ cm}^2$$

da cui si deduce la tensione tangenziale cui sono sottoposte le saldature:

$$\tau_{//}=16'000 / (45 \cdot 7) = 51 \text{ daN/cm}^2$$

valore sicuramente congruo.

3.2 Trasmissione trave HEA-colonna

Sono previste saldature a cordone d'angolo tra la colonna e l'intradosso della HEA.

La sezione di gola delle saldature è pari a:

$$S_{\text{gola}}=(36+36) \cdot 1.0 / \text{rad}(2) \approx 51 \text{ cm}^2$$

da cui si deduce la tensione tangenziale cui sono sottoposte le saldature:

$$\tau_{//}=8'000 / (51) = 157 \text{ daN/cm}^2$$

valore che pure non richiede ulteriori considerazioni.

Volendo considerare sulle saldature anche il momento di trasporto, si avrebbe:

$$M=V \cdot H_{\text{trave}}=8'000 \cdot 0.31=2'480 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Considerando a favore di sicurezza la verifica nella direzione più sfavorevole (X), e calcolando in maniera semplificata il modulo di resistenza delle saldature come:

$$W_{\text{sald}}=2 \cdot (1 \cdot 35^2 / 6) / \text{rad}(2) = 288 \text{ cm}^3$$

si avrebbe:

$$\sigma_s=2'480 \cdot 100 / (288) = 861 \text{ daN/cm}^2$$

valore comunque accettabile.