

COMUNE DI DICOMANO

Provincia di Firenze

**PROGRAMMA REGIONALE DI RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO
DI EDIFICI PUBBLICI STRATEGICI E RILEVANTI - VERIFICHE
TECNICHE ORDINANZA P.C.M. 3362/04 E 3505/06 - DELIBERA G.R.T.
N. 477/05 E S.M.I. E N.546/06**

***PALESTRA DELLA SCUOLA MEDIA “DESIDERIO DA
SETTIGNANO” – VIALE DON GIOVANNI BOSCO, 25***

Tecnico:

***STUDIO TECNICO ASSOCIATO DI INGEGNERIA
PROF. ING. ANDREA VIGNOLI – ING. CLAUDIO CONSORTI***

Via F. Ferrucci n. 232 – 59100 Prato

Tel. e Fax. 0574.514173

E-mail: studio-ac@libero.it

RELAZIONE GENERALE (SIGLA PAL-1)

(Classe d'uso IV)

Collaboratori:

ING. DAMIANO BIGAGLI

ING. ANNALISA CINELLI

ING. FRANCESCO ZANTONETTI

SOMMARIO

SOMMARIO	2
1. INTRODUZIONE	1
1.1 Descrizione dell'edificio	1
1.2 Normativa di riferimento.....	2
2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	2
3. PROGETTO SIMULATO	15
3.1 Caratteristiche dei materiali	15
3.2 Analisi dei carichi	15
3.3 Modellazione della struttura.....	19
3.4 Verifica della trave per carichi verticali.....	19
3.5 Verifica dei pilastri per carichi verticali	23
3.6 Verifica della trave per carichi sismici	24
3.7 Verifica dei pilastri per carichi sismici	25
4. VERIFICA SECONDO NTC'08	28
4.1 Caratteristiche dei materiali	28
4.2 Analisi dei carichi	28
4.3 Sicurezza e prestazioni attese	29
4.3.1 <i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	29
4.3.2 <i>Stati limite e relative probabilità di superamento</i>	30
4.3.3 <i>Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche</i>	31
4.3.4 <i>Parametri azione sismica e spettri di risposta</i>	32
4.4 Combinazioni di carico per carichi verticali	34
4.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....	34
4.6 Modellazione della struttura.....	35
4.7 Verifica dei pilastri per carichi verticali	36
4.8 Verifica delle travi per carichi verticali	37
4.9 Verifica dei pilastri allo SLV	38
4.10 Verifica delle travi allo SLV	40
4.11 Determinazione degli indici di rischio.....	42
4.11.1 <i>Verifica degli elementi strutturali allo SLV per $T_R=30$ anni</i>	43

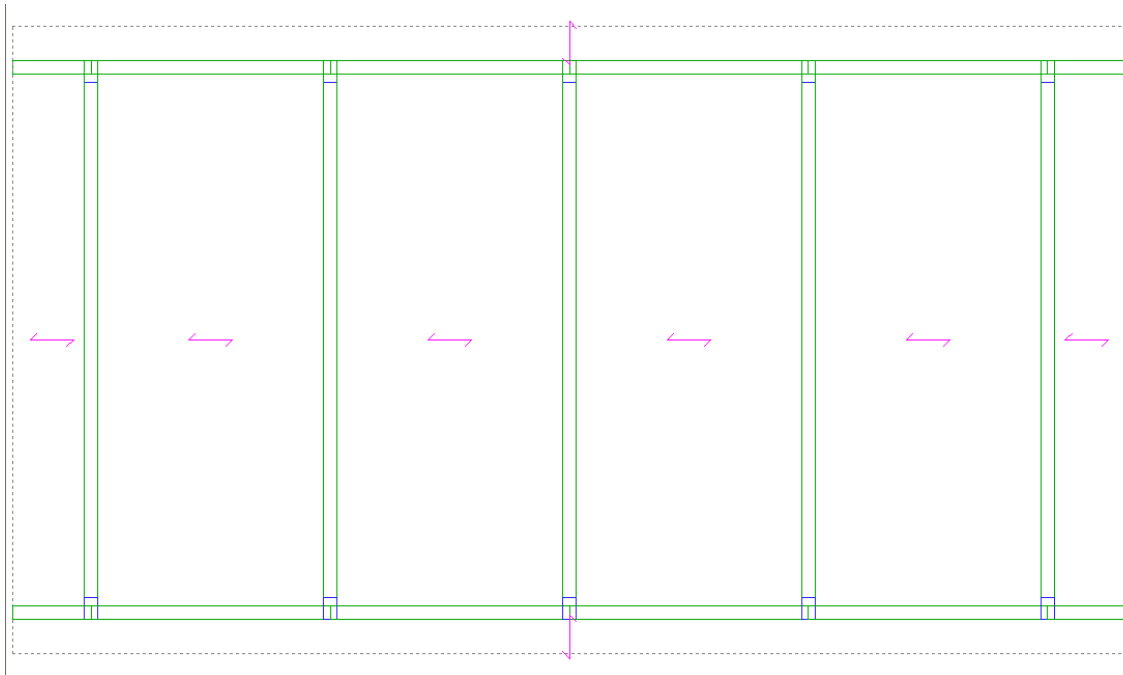
4.11.2	<i>Indice di rischio per lo SLV espresso in termini di periodo di ritorno...</i>	45
4.11.3	<i>Indice di rischio per lo SLV espresso in termini di accelerazione</i>	46

1. INTRODUZIONE

1.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio preso in esame è la palestra delle Scuole Medie "Desiderio da Settignano", situate nel Comune di Dicomano, Provincia di Firenze.

La palestra oggetto di esame dovrebbe essere stata realizzata tra il 1970 ed il 1975, insieme al resto del complesso scolastico.



Il progetto dell'intero complesso è stato trasmesso al Genio Civile di Firenze in data 09/05/1969, per cui si suppone che le normative utilizzate per la redazione del progetto siano le seguenti:

- R.D. 16 Novembre 1939, n. 2229 "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato";
- L. 25 Novembre 1962, n. 1684 "Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Circolare 17 Maggio 1965, n. 1547 del Ministero dei Lavori Pubblici – Presidenza del Consiglio Superiore – Servizio Tecnico Centrale "Caratteristiche e modalità d'impiego nel cemento armato degli acciai ad aderenza migliorata";
- CNR – UNI 10012/67 "Ipotesi di carico sulle costruzioni".

Lo studio in esame riguarda la palestra realizzata in cemento armato; la struttura è formata da 10 pilastri di sezione 30x50 cm e da 5 travi di sezione 30x120 cm disposte in direzione trasversale rispetto alla pianta dell'edificio ed estradossate rispetto al solaio di copertura.

In direzione longitudinale i pilastri sono collegati in sommità da cordoli di sezione 30x16 cm.

Il solaio di copertura è in latero-cemento, con soletta di spessore 3 cm.

1.2 Normativa di riferimento

La verifica della struttura in oggetto è stata eseguita secondo la normativa vigente, ovvero:

- D.M. del 14 Gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. "Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le costruzioni".

Si è fatto riferimento alle citate norme per quanto riguarda la sicurezza, le prestazioni attese, le azioni sulle costruzioni, le procedure di verifica degli elementi strutturali.

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

La conoscenza della costruzione in cemento armato oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

La struttura in c.a. della palestra della scuola media è stata oggetto di due dettagliate campagne di indagine sperimentale da parte del Laboratorio SGM per rilevare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo. Tali campagne sono state realizzate in data 08-09 Novembre 2004 e in data 28-29-30 Dicembre 2004.

Sull'edificio sono stati esaminati 8 elementi strutturali: 2 travi e 6 pilastri; 2 dei 6 pilastri sono stati indagati sia nella prima che nella seconda campagna di indagine, e quindi 2 volte.

Le indagini sclerometriche, attraverso l'indice di rimbalzo della massa battente (sclerometro), misurano la durezza superficiale del materiale di prova. L'apparecchiatura per le indagini sclerometriche denominata sclerometro, tipo C 181 N della Controls, è identificata dal codice interno SGM PE F48. Norma di riferimento UNI EN 12504-2 / Dicembre 2001.

Le indagini ultrasoniche permettono la determinazione dei tempi di propagazione di impulsi di vibrazione in strutture in calcestruzzo fra una o più coppie di punti di rilievo. Scopo dei rilievi è di dedurre essenzialmente la velocità virtuale o apparente di propagazione degli impulsi, intesa come rapporto tra distanza geometrica tra i punti di rilievo e tempo di transito rilevato. L'apparecchiatura portatile per indagini ultrasoniche tipo E46 della Controls ed A3000UF della Mae, è identificata dal codice interno SGM LAB A48. Per migliorare l'aderenza tra le sonde e la superficie di calcestruzzo ed eliminare le micro asperità o vuoti che possono falsare la misura, su tali superfici di contatto è stata applicata una pasta di contatto. Norma di riferimento UNI 9524/Settembre 1989.

Per l'estrazione delle carote in calcestruzzo è stata utilizzata una carotatrice a rotazione con getto d'acqua, tipo DD 160 E della Hilti, codice interno SGM LAB C25.

Per l'esecuzione in laboratorio delle prove a compressione su carote in calcestruzzo prelevate in sito, le norme di riferimento sono: UNI EN 12504-1 / 02 e UNI 61321 / 72.

Di seguito sono riportate in estratto dalla relazione del Laboratorio SGM l'ubicazione delle prove effettuate sui pilastri ed i risultati ottenuti:

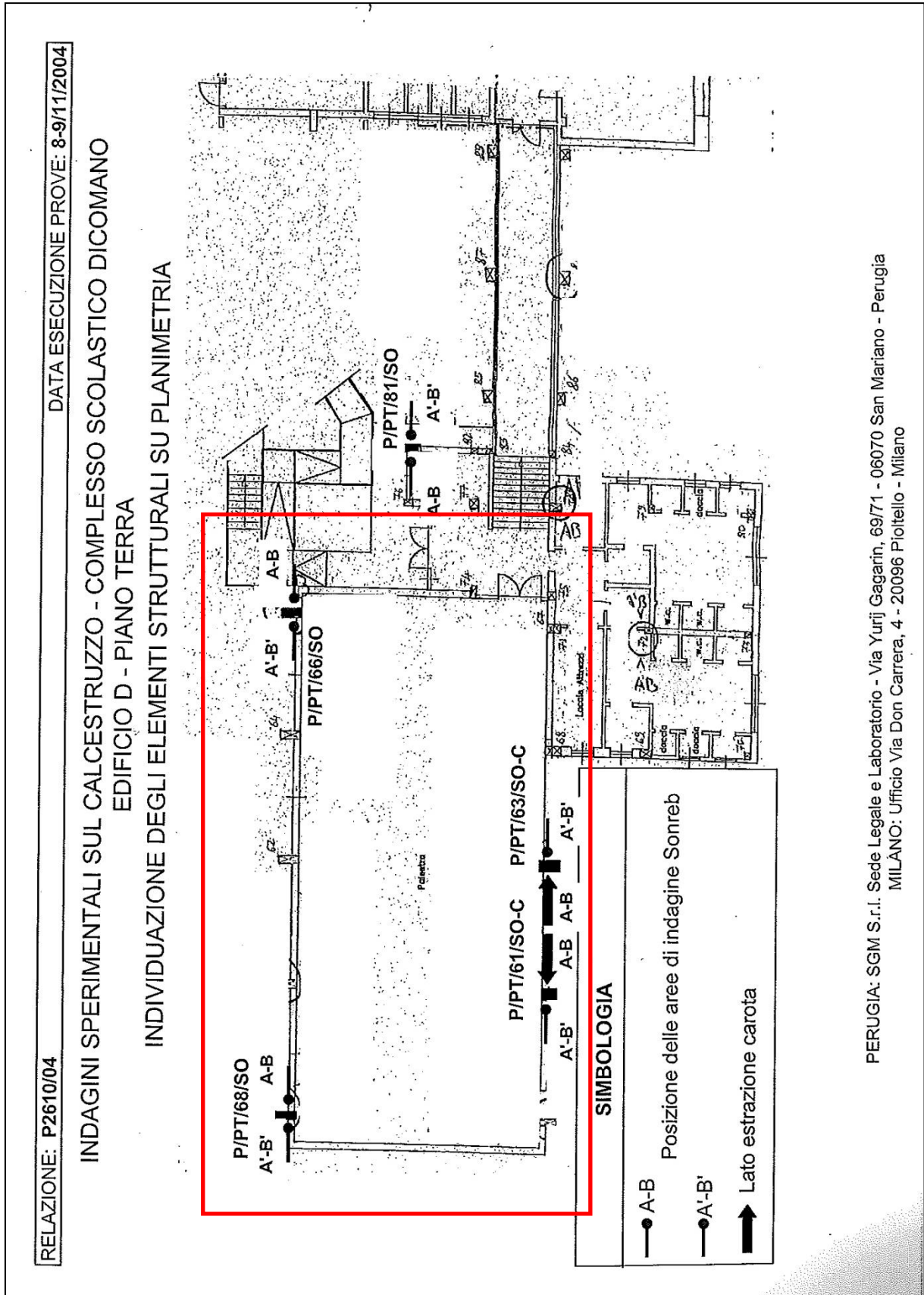


Figura 1 - Planimetria della prima campagna di indagini con evidenziata la palestra

DATA ESECUZIONE PROVE: 08-09/11/04

INDAGINI SPERIMENTALI SUL CALCESTRUZZO
"DESIDERIO DA SETTIGNANO" - EDIFICIO D - PIANO TERRA

TABELLA RIASSUNTIVA - COMPLESSO SCOLASTICO "DESIDERIO DA SETTIGNANO" - EDIFICIO D - PIANO TERRA

SCHEDA N. (All. 6h)	CODICE ELEMENTO	LATO ELEMENTO STRUTTURALE	ZONA DI INDAGINE	INDICI DI RIMBALZO BATTUTE SCLEROMETRICHE				ULTRASUONI DIRETTI IN SITO		CAROTE IN CALCESTRUZZO PRELEVATE IN SITO					ULTRASUONI DIRETTI IN LABORATORIO [m/s]	MASSA VOLUMICA [kg/m ³]		
				VALORE MAX (12 valori)	VALORE MIN (12 valori)	VALORE MEDIO (24 valori)	SCARTO QUAD. MEDIO (24 valori)	VELOCITA' MEDIA [m/s]	Altezza dopo il prelievo [cm]	Altezza prima della cappatura [cm]	Altezza dopo la cappatura [cm]	Dimensione massima inerti [cm]	ROTTURA A COMPRESIONE [N/mm ²]					
														VALORE MEDIO (24 valori)			SCARTO QUAD. MEDIO (24 valori)	VELOCITA' MEDIA [m/s]
18	P/P7/81/SO	A	1	40	35	38,4	2,3	2731,6	-	-	-	-	-	-	-	-		
			2	44	36													
		B	1	42	36	40,5	1,8	2823,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			2	44	38													
20	P/P7/66/SO	A	1	38	32	34,6	1,4	2880,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			2	40	33													
		B	1	40	33	36,0	2,1	2868,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			2	41	32													
21	P/P7/66/SO	A	1	38	35	35,5	1,4	2756,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			2	35	33													
		B	1	40	33	36,3	1,8	2689,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			2	38	33													
23	P/P7/63/SO-C	A	1	42	36	38,8	1,5	2775,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			2	41	36													
		B	1	40	35	38,4	1,6	2809,0	30,00	19,96	20,51	2,91	9,9	2826,6	2062			
			2	40	32													
24	P/P7/61/SO-C	A	1	40	32	37,9	1,8	2778,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			2	42	36													
		B	1	42	36	38,4	1,8	2847,7	30,00	19,95	20,43	2,81	9	2791,6	2063			
			2	40	35													

* L'indagine ultrasonica è stata eseguita in Laboratorio sulla carota in calcestruzzo così come estratta, la distanza tra le sonde è riportata in tabella (Altezza dopo il prelievo)

PERUGIA: SGM S.r.l. Sede Legale e Laboratorio - Via Yuri Gagarin, 69/71 - 06070 San Mariano - Perugia
MILANO: Ufficio Via Don Camerra, 4 - 20096 Pogliano - Milano

Figura 2 - Risultati della prima campagna di indagine sulla palestra

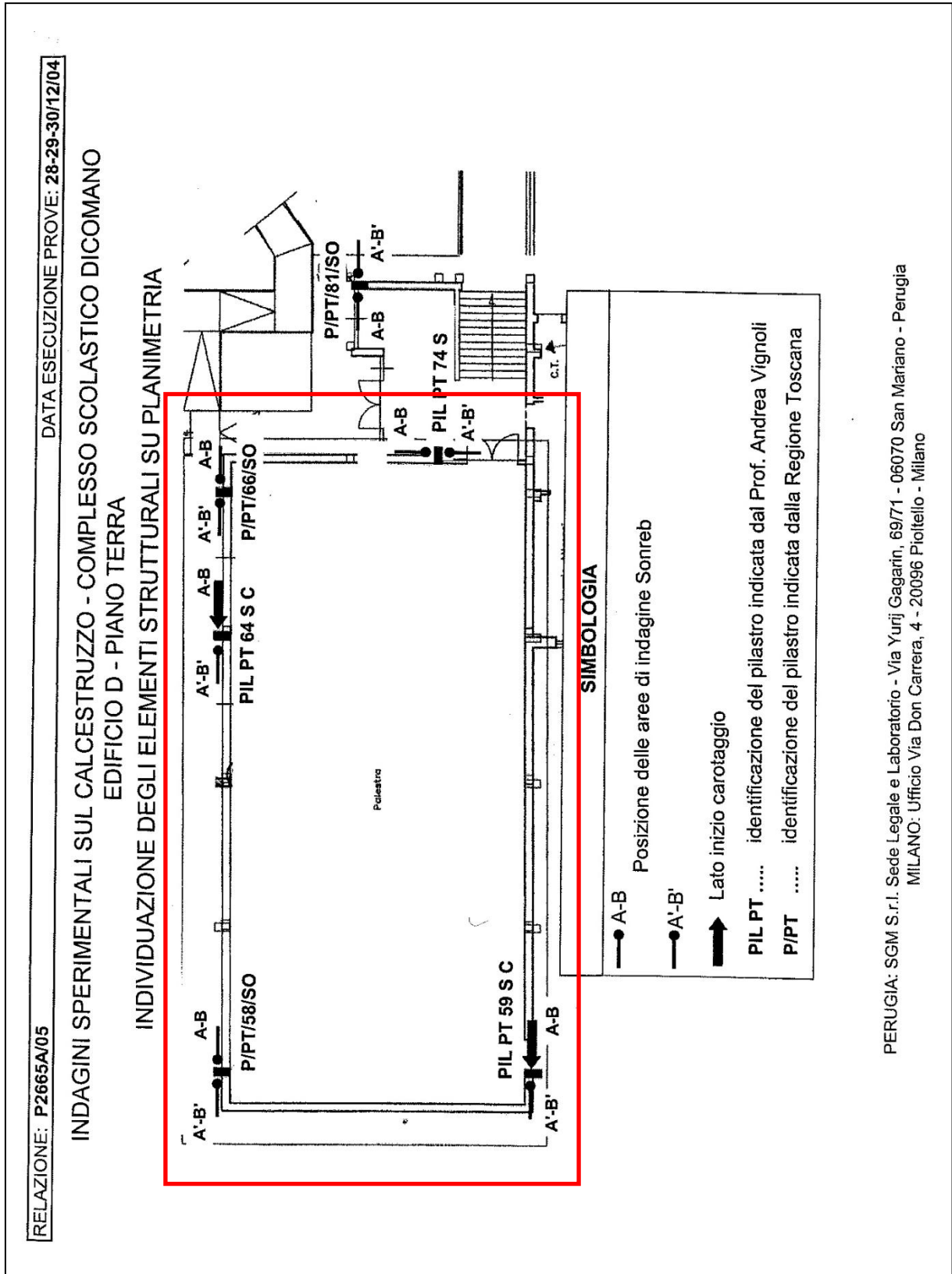


Figura 3 - Planimetria della seconda campagna di indagini con evidenziata la palestra

DATA ESECUZIONE PROVE: 28-29-30/1/2014

INDAGINI SPERIMENTALI SUL CALCESTRUZZO
 TABELLA RIASSUNTIVA - PIANO TERRA - COMPLESSO SCOLASTICO "DESIDERIO DA SETTIGNANO"

SCHEDE N.	CODICE ELEMENTO	EDIFICIO	ZONA ELEMENTO STRUTTURALE	LATO DI INDAGINE	INDICI DI RIMBALZO BATTUTE SCLEROMETRICHE				CAROTE IN CALCESTRUZZO PRELEVATE IN SITO - PROVE IN LABORATORIO										
					VALORE MAX (12 valori)	VALORE MIN (12 valori)	VALORE MEDIO (24 valori)	SCARTO QUAD. MEDIO (24 valori)	VELOCITA' MEDIA [m/s]	ALTEZZA DOPO IL PRELIEVO [cm]	ALTEZZA DOPO LA CAPPIATURA [cm]	ALTEZZA DOPO LA CAPPIATURA INERTI [cm]	ROTTURA A COMPRESIONE [N/mm ²]	PROFONDITA' MEDIA d _k [cm]	PROFONDITA' MASSIMA d _{max} [cm]	TEMPO DI PROPAGAZIONE [μs]	VELOCITA' MEDIA [m/s]	MASSA VOLUMICA [kg/m ³]	
1	PIPT17/ISO	A	A'	1	43	35	42,0	3,5	2826,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				2	50	40	40,2	1,8	2800,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				1	42	38	38,8	2,0	2671,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				2	46	37	36,2	2,4	2728,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	PIPT20/ISO	B	A'	1	42	35	40,5	3,0	2739,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				2	37	32	40,0	2,1	2737,0	**29,5	15,23	3,20	11,4	3,9	4,8	109,0	2654	2135	
				1	45	38	35,5	1,9	2643,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				2	41	34	36,0	1,5	2696,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	PIPT148/ISO-C	C	A'	1	40	35	37,0	1,2	2929,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				2	46	40	36,5	1,9	2924,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				1	40	34	38,5	1,8	2788,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				2	42	36	39,2	1,6	2865,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	PIPT176/ISO	D	A'	1	44	38	42,6	2,5	2694,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				2	48	40	40,2	1,7	2694,6	12,1	2,95	15,43	0,1	0,7	110,2	2692	2094		
				1	43	37	38,5	1,8	2788,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				2	42	36	39,2	1,6	2865,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	PIPT181/ISO	D	A'	1	40	34	37,0	1,2	2929,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				2	39	35	35,5	1,9	2643,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				1	40	34	36,0	1,5	2696,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				2	38	33	37,0	1,2	2929,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	PIPT176/ISO	D	A'	1	40	34	36,5	1,9	2924,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				2	40	34	38,5	1,8	2788,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				1	40	34	38,5	1,8	2788,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				2	42	36	39,2	1,6	2865,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
7	PIPT176/ISO-C	E	A'	1	44	38	42,6	2,5	2694,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				2	48	40	40,2	1,7	2694,6	12,1	2,95	15,43	0,1	0,7	110,2	2692	2094		
				1	43	37	38,5	1,8	2788,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				2	42	36	39,2	1,6	2865,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

*L'indagine ultrasonica è stata eseguita in Laboratorio sulla carota in calcestruzzo così come estratta. La distanza tra le sonde è riportata in tabella (Altezza dopo il prelievo)

**La carota non è passante; è stato quindi necessario rettificare la superficie opposta a quella di penetrazione, prima di eseguire le indagini ultrasoniche; la misura della carota dopo tale operazione è: PPT148/ISO-C= 29,00 cm.

PERUGIA: SGM S.r.l. Sede Legale e Laboratorio - Via Yuni Gagarin, 6971 - 06070 San Mariano - Perugia
 MILANO: Ufficio Via Don Carrara, 4 - 20086 Poglieto - Milano

Figura 4 - Risultati della seconda campagna di indagine sulla palestra (in evidenza)

DATA ESECUZIONE PROVE: 28-29-30/12/04

INDAGINI SPERIMENTALI SUL CALCESTRUZZO
TABELLA RIASSUNTIVA - PIANO TERRA - COMPLESSO SCOLASTICO "DESIDERIO DA SETTIGNANO"

CAROTE IN CALCESTRUZZO PRELEVATE IN SITO - PROVE IN LABORATORIO

SCHEDA N.	CODICE ELEMENTO	EDIFICIO	ZONA ELEMENTO STRUTTURALE	LATO D'INDAGINE	INDICI DI RIMBALZO BATTUTE SCLEROMETRICHE			INDICAZIONI DIRETTI			CAROTE IN CALCESTRUZZO PRELEVATE IN SITO - PROVE IN LABORATORIO			*ULTRASUONI DIRETTI		MASSA VOLUMICA [Kg/cm ³]			
					VALORE MAX (12 valori)	VALORE MIN (12 valori)	VALORE MEDIO (24 valori)	SCARTO QUAD. MEDIO (24 valori)	VELOCITA' MEDIA [m/s]	Altezza dopo il prelievo [cm]	Altezza prima della captatura [cm]	Altezza dopo la captatura [cm]	Dimensione massima inerti [cm]	ROTTURA A COMPRESIONE [N/mm ²]	MEDEIA d _k [cm]		MASSIMA d _{max} [cm]	TEMPO DI PROPAGAZIONE [μs]	VELOCITA' MEDIA [m/s]
16	PIL PT 42 S	C	A	1	57	45	45,6	7,2	2708,3	-	-	-	-	-	-	-	-		
				2	42	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				1	41	35	38,2	2,4	2661,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				2	43	37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	PIL PT 46 S	C	A	1	45	38	43,5	3,4	2918,8	-	-	-	-	-	-	-	-		
				2	51	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				1	42	38	43,9	4,2	3026,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				2	52	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	PIL PT 52 S	C	A	1	35	31	33,9	1,6	2591,9	-	-	-	-	-	-	-	-		
				2	38	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				1	37	32	34,5	1,6	2671,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				2	36	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	PIL PT 59 S C	D	A	1	47	37	40,0	2,4	2288,0	-	-	-	-	-	-	-	-		
				2	44	37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				1	42	34	37,1	1,2	2500,3	27,0	19,76	20,00	2,91	14,3	-	-	103,8	2591	2094
				2	39	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	104,8	-	-
20	PIL PT 64 S C	D	A	1	44	38	39,7	1,8	2986,1	-	-	-	-	-	-	-	-		
				2	42	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				1	45	39	39,8	2,0	3107,5	29,5	15,22	15,47	2,27	16,7	4,6	-	94,8	3110	2136
				2	41	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	94,8	-	-
21	PIL PT 74 S	D	A	1	40	38	39,3	1,1	2821,5	-	-	-	-	-	-	-	-		
				2	42	37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				1	39	35	38,0	0,9	2986,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				2	40	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

* L'indagine ultrasonica è stata eseguita in Laboratorio sulla carota in calcestruzzo così come estratta, la distanza tra le sonde è riportata in tabella (Altezza dopo il prelievo)

PERUGIA: SGM S.r.l. Sede Legale e Laboratorio - Via Yun' Gagarin, 6971 - 06070 San Mariano - Perugia
MILANO: Ufficio Via Don Carrara, 4 - 20096 Pioltello - Milano

Figura 5 - Risultati della seconda campagna di indagine sulla palestra (in evidenza)

Nella tabella precedente sono stati schematizzati i risultati delle indagini.

La denominazione dell'elemento è quella riportata nei certificati di prova che corrisponde a quello riportato nelle tavole grafiche. Sono riportati tutti i parametri registrati durante le prove:

- I_r = indice di rimbalzo, relativo alla prova sclerometrica, è il valore mediato su tutte le prove condotte sul singolo elemento;
- V_{us} = velocità degli ultrasuoni, relativo alla prova ultrasonica, è il valore mediato su tutte le prove condotte sul singolo elemento;
- Φ = il diametro del provino sottoposto a prova distruttiva (carota);
- h = l'altezza del provino;
- $R_{c,carota}$ = il valore della resistenza a compressione determinato dalla prova distruttiva sul provino;

Interpretazione dei risultati:

I dati ottenuti dalle indagini dirette (carotaggio) ed indirette (sclerometro e ultrasuoni) devono essere necessariamente interpretati in base alle teorie ed alle formulazioni presenti in letteratura tecnica al fine di dare una corretta valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo come la resistenza a compressione.

Le espressioni considerate per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera sono le seguenti:

- per il metodo Sonreb:

$$R_{c,cub,sonreb} = 4.40 \cdot 10^{-7} \cdot (I_r^2 \cdot V_{us}^3)^{0.5634} \quad [\text{MPa, m/s}]$$

(con I_r valore dell'indice di rimbalzo e V_{us} valore della velocità degli ultrasuoni).

[Emanuele Del Monte, Giovanni Lavacchini, Andrea Vignoli, Modelli per la previsione della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera, Ingegneria Sismica, pp. 30-40, n.3 2004.]

- per il metodo diretto:

$$R_{c,cub,eff} = R_{c,carota} \cdot \frac{D}{1.5 + 1/\lambda}$$

con D coefficiente che dipende dalla direzione di foratura vale 2.5 in direzione orizzontale e 2.3 in verticale mentre λ è il rapporto altezza h / diametro Φ del provino.

[BS 1881, Testing Concrete. Method for determination of the compressive strength of concrete cores, British Standard, 1983; Concrete Society Technical report n° 11, Concrete core testing for strength, Concrete Society, London, Maggio 1976].

La stima della resistenza del calcestruzzo a 28 gg. ($R_{c,cub,potenziale}$), ottenuta da cubi confezionati al momento del getto e maturati in condizioni standard si ottiene incrementando mediante coefficienti correttivi la $R_{c,cub,eff}$ per tenere conto dei fattori perturbatici dovuti alle operazioni di getto, alle differenti condizioni termogrignometriche ed all'età di maturazione.

Le formulazioni esistenti sono relative al metodo diretto:

$$R_{c,cub,pot} = 1.3 \cdot R_{c,cub,eff}$$

[Concrete Society Technical report n° 11, Concrete core testing for strength, Concrete Society, London, Maggio 1976].

Nella tabella seguente si riportano i dati utilizzati:

Elemento	I_r	V_{us} [m/s]	$R_{c,cub,sonreb}$ [kg/cm ²]	diametro carota	altezza carota	fc	$R_{c,cub,effettiva}$ [kg/cm ²]	$R_{c,cub,potenziale}$ [kg/cm ²]
P/PT/61/SO-C (P 14)	38	2813	180	9.5	20.43	9.0	115	149
P/PT/63/SO-C (P 15)	39	2782	179	9.5	20.51	9.9	126	164
P/PT/66/SO (P 41)	35	2875	171				-	-
P/PT/58/SO (P 38)	36	2723	159				-	-
P/PT/58/SO (P 38)	36	2670	153				-	-
P/PT/66/SO (P 41)	37	2927	185				-	-
PIL PT 59 S-C (P 13)	39	2394	139	9.4	20.00	14.3	181	236
PIL PT 64 S-C (P 40)	40	3047	216	7.4	15.47	16.7	211	274

$R_{c,cub,sonreb}$ [kg/cm ²]			$R_{c,cub,effettiva}$ [kg/cm ²]			$R_{c,cub,potenziale}$ [kg/cm ²]		
Media	Minimo	Massimo	Media	Minimo	Massimo	Media	Minimo	Massimo
173	139	216	158	115	211	206	149	274

Da un'attenta analisi dei dati si evince che il calcestruzzo è di qualità scadente, perché dalle prove sclerometriche si ottengono risultati dell'indice di rimbalzo I_r piuttosto alti, sempre superiori a 35, mentre tutte le prove ultrasoniche risultano notevolmente basse, in ogni caso inferiori a 3000 m/s. Quindi non c'è uniformità di risultati e ciò dovrebbe essere dovuto alla carbonatazione superficiale del calcestruzzo.

In conclusione nella palestra sono state compiute 8 prove di tipo indiretto e 4 di tipo diretto. I risultati delle indagini evidenziano una difformità tra le prove sclerometriche e quelle ultrasoniche, presumibilmente dovuta alla carbonatazione superficiale del calcestruzzo che porta ad un innalzamento dell'indice sclerometrico.

Dai risultati delle prove si ricava una resistenza a compressione del calcestruzzo in opera di 158 kg/cm^2 e di 200 kg/cm^2 per quella potenziale.

I saggi sulle travi di copertura sono stati effettuati nella mezzera della trave centrale e di una trave di bordo, in data 12/12/2009; si riportano nelle seguenti foto, i saggi effettuati per rilevare la quantità di armatura:



Foto 1 - Vista d'insieme dei saggi sulle travi di copertura



Foto 2 - Armatura presente all'intradosso delle mezzeria della trave di bordo



Foto 3 - Armatura presente all'intradosso delle mezzeria della trave centrale

I saggi sui pilastri sono stati effettuati su tutta la fila opposta all'entrata della palestra, nel mese di Dicembre del 2009; si riportano nelle seguenti foto, i saggi effettuati per rilevare la quantità di armatura:



Foto 4 - Armatura presente su un pilastro



Foto 5 - Armatura presente su un pilastro



Foto 6 - Armatura presente su un pilastro



Foto 7 - Armatura presente su un pilastro

Nel caso in esame, avendo effettuato il rilievo geometrico, verifiche in-situ estese sui dettagli costruttivi ed indagini in-situ estese sulle proprietà dei materiali, si considera raggiunto il livello di conoscenza adeguata LC2.

Le NTC '08 associano ad ogni livello di conoscenza un fattore, detto "fattore di confidenza", che va a ridurre le caratteristiche meccaniche dei materiali; tale valore è tanto più grande quanto minore è il grado di conoscenza dell'edificio; in particolare, come riportato nella tabella seguente della Circolare n 617 del 02/02/09, al livello di conoscenza LC2 corrisponde il valore del fattore di confidenza $FC = 1.20$, da applicare alle proprietà dei materiali.

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

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

Le prove in-situ estese servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali.

Nella tabella seguente della Circolare n 617 del 02/02/09, è data una definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a..

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) ^b (c)
Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)		
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

La palestra ha in totale 10 pilastri e 5 travi ed una superficie di 369 mq; quindi la quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi e sono state effettuate prove su 4 provini di calcestruzzo per 300 mq di edificio.

3. PROGETTO SIMULATO

3.1 Caratteristiche dei materiali

La normativa vigente per il cemento armato al momento della costruzione risultava essere il Regio Decreto 16 Novembre 1939 "*Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice o armato*". Pertanto, in base alle considerazioni effettuate in precedenza nel capitolo 2, assumendo come resistenza del calcestruzzo la resistenza media cubica potenziale pari a 200 kg/cm^2 , si ottiene una tensione ammissibile di 67 kg/cm^2 , secondo la formula

$$\sigma_{c,amm} = 200/3 = 67 \text{ kg/cm}^2$$

Per quanto riguarda le barre di armatura, essendo delle barre ad aderenza migliorata, è stata assunta una tensione ammissibile di 2600 kg/cm^2 , secondo quanto previsto dalla Circolare n. 1547 del 17 Maggio 1965 del Ministero dei Lavori Pubblici – Presidenza del Consiglio Superiore – Servizio Tecnico Centrale "*Caratteristiche e modalità d'impiego nel cemento armato degli acciai ad aderenza migliorata*".

Il coefficiente di omogeneizzazione è stato assunto costante e pari a $n=10$.

3.2 Analisi dei carichi

Per la determinazione dei carichi, si stabiliscono le normative vigenti all'epoca del progetto della costruzione, che si suppone essere stato fatto nel 1969; si è quindi ipotizzato che siano state utilizzate le seguenti norme:

- R.D. 16 Novembre 1939, n. 2229 "*Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato*";
- L. 25 Novembre 1962, n. 1684 "*Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche*";
- Circolare 17 Maggio 1965, n. 1547 del Ministero dei Lavori Pubblici – Presidenza del Consiglio Superiore – Servizio Tecnico Centrale "*Caratteristiche e modalità d'impiego nel cemento armato degli acciai ad aderenza migliorata*";
- CNR–UNI 10012/67 "*Ipotesi di carico sulle costruzioni*".

La Legge 25 Novembre 1962, n. 1684, stabilisce che il Comune di Dicomano ricade in 2^a categoria; l'azione sismica è stata valutata in base all'Art. 12, di cui si riporta un estratto:

(...)

Art. 12

CALCOLI DI STABILITÀ.

Per la 2^a categoria:

Nei calcoli di stabilità degli edifici con intelaiatura di cemento armato o completamente metallica si debbono considerare le seguenti forze agenti sulle strutture resistenti dell'edificio:

a) il peso proprio delle varie parti ed il sopraccarico accidentale, distribuito in modo da produrre in ogni elemento le condizioni di carico più sfavorevoli;

b) forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse delle varie parti dell'edificio dipendenti dalle accelerazioni sismiche. Bisogna prevedere che tali forze siano comunque dirette sul piano orizzontale. Le strutture devono essere dimensionate in relazione alle sollecitazioni massime.

Il rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 0,07, qualunque siano l'altezza dell'edificio ed il numero dei piani.

Per la valutazione delle forze orizzontali il carico accidentale deve essere limitato ad un terzo di quello assunto nel progetto.

Detto carico accidentale va considerato integralmente nei casi particolari di merci, liquidi, macchinari e simili.

Le strutture sismiche debbono essere considerate come sistemi elastici costituiti da travi e pilastri solidali tra loro (telai) e calcolati coi metodi della scienza delle costruzioni.

Le strutture vanno calcolate per le forze orizzontali comunque dirette, valutando, sia pure con procedimenti approssimati, la distribuzione di dette forze tra i vari elementi, in ragione della loro rigidità.

(...)

Prendendo in considerazione il telaio centrale in direzione trasversale, sono stati assunti i seguenti carichi:

<u>Carichi permanenti</u>		Telaio Centrale Trasversale	
		Intonaco	30 kg/m ²
		Travetti (int. 50 cm)	50 kg/m ²
		Pignatta	110 kg/m ²
		Soletta 3 cm (1900 kg/m ³)	60 kg/m ²
		Impermeabilizzazione	10 kg/m ²
		Manto	60 kg/m ²
		Totale perm. solaio	320 kg/m ²
		Interasse pilastri	5.50 m
		Altezza pilastri	5.40 m
		Luce trave	12.30 m
	Totale perm. str. solaio per ml		1760 kg/m
	PP Trave (30x120 cm) per ml		900 kg/m
	PP Pilastro (30x50 cm)		2025 kg
	PP Cordolo (30x16 cm)		660 kg
<u>Carichi accidentali</u>			
		neve	60 kg/m ²
		Interasse pilastri	5.50 m
	Neve per ml		330 kg/m
	<u>Tamponamenti</u>		5717 kg
	<u>Azione Sismica</u>		3561 kg

Per il calcolo dell'azione della neve, in base alla CNR-UNI 10012/67, sono stati considerati i seguenti parametri: Zona II; altitudine di riferimento $h \leq 300$ m.

I tamponamenti non gravano direttamente sulla struttura ma sono stati considerati come massa sismica. Il peso degli elementi di tamponamento è assunto pari a 1100 kg/m^3 .

Prendendo in considerazione il telaio di bordo in direzione trasversale, sono stati assunti i seguenti carichi:

<u>Carichi permanenti</u>		Telaio di Bordo Trasversale	
		Intonaco	30 kg/m ²
		Travetti (int. 50 cm)	50 kg/m ²
		Pignatta	110 kg/m ²
		Soletta 3 cm (1900 kg/m ³)	60 kg/m ²
		Impermeabilizzazione	10 kg/m ²
		Manto	60 kg/m ²
		Totale perm. solaio	320 kg/m ²
		Interasse pilastri	4.55 m
		Altezza pilastri	5.40 m
		Luce trave	12.30 m
Totale perm. str. solaio per ml			1456 kg/m
PP Trave (30x120 cm) per ml			900 kg/m
PP Pilastro (30x50 cm)			2025 kg
PP Cordolo (30x16 cm)			546 kg
<u>Carichi accidentali</u>			
		neve	60 kg/m ²
		Interasse pilastri	4.55 m
Neve per ml			273 kg/m
<u>Tamponamenti</u>			4730 kg
<u>Azione Sismica</u>			3129 kg

Prendendo in considerazione il telaio in direzione longitudinale, sono stati assunti i seguenti carichi:

Telaio Longitudinale	
<i>Pilastri centrali</i>	
<u>Carichi permanenti</u>	
	Intonaco 30 kg/m ²
	Travetti (int. 50 cm) 50 kg/m ²
	Pignatta 110 kg/m ²
	Soletta 3 cm (1900 kg/m ³) 60 kg/m ²
	Impermeabilizzazione 10 kg/m ²
	Manto 60 kg/m ²
	Totale perm. solaio 320 kg/m ²
	Interasse pilastri 5.50 m
	Altezza pilastri 5.40 m
	Luce trave 12.30 m
Totale perm. str. Solaio	10824 kg
PP Trave (30x120 cm)	5535 kg
PP Pilastro (30x50 cm)	2025 kg
PP Cordolo (30x16 cm) per ml	120 kg/m
<u>Carichi accidentali</u>	
	neve 60 kg/m ²
	Interasse pilastri 5.50 m
	Luce trave 12.30 m
Neve	2030 kg
<u>Tamponamenti</u>	1040 kg/m
<i>Pilastri terminali</i>	
<u>Carichi permanenti</u>	
	Intonaco 30 kg/m ²
	Travetti (int. 50 cm) 50 kg/m ²
	Pignatta 110 kg/m ²
	Soletta 3 cm (1900 kg/m ³) 60 kg/m ²
	Impermeabilizzazione 10 kg/m ²
	Manto 60 kg/m ²
	Totale perm. solaio 320 kg/m ²
	Interasse pilastri 4.55 m
	Altezza pilastri 5.40 m
	Luce trave 12.30 m
Totale perm. str. Solaio	8954 kg
PP Trave (30x120 cm)	5535 kg
PP Pilastro (30x50 cm)	2025 kg
PP Cordolo (30x16 cm) per ml	120 kg/m
<u>Carichi accidentali</u>	
	neve 60 kg/m ²
	Interasse pilastri 4.55 m
	Luce trave 12.30 m
Neve	1679 kg
<u>Tamponamenti</u>	1040 kg/m
<u>Azione Sismica Telaio</u>	8471 kg

3.3 Modellazione della struttura

La palestra è stata studiata sia attraverso un progetto simulato secondo quanto previsto dalle NTC'08 per gli edifici esistenti in cemento armato. Il progetto simulato serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale, ed è stato fatto sulla delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica dell'epoca della costruzione.

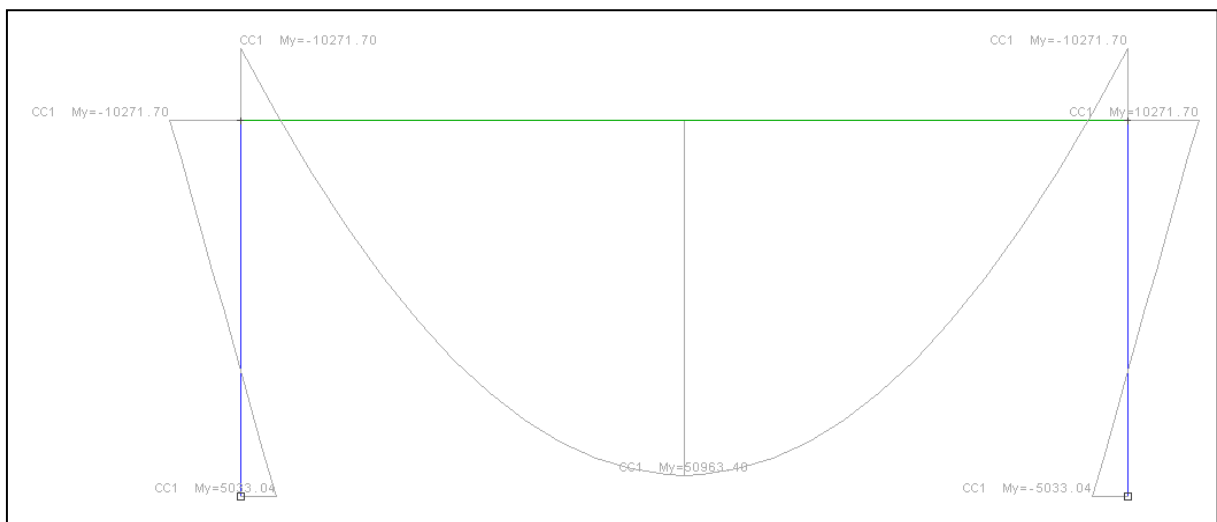
Nel progetto simulato la struttura è stata schematizzata attraverso telai sia in direzione trasversale che longitudinale. Per quanto riguarda la direzione trasversale, sono stati presi in considerazione due tipologie di telaio: uno centrale e uno di bordo.

In questi modelli, l'azione sismica è stata schematizzata attraverso una forza orizzontale posta in sommità dei pilastri, in una modellazione di tipo shear-type.

Con il progetto simulato sono state ricavate le armature non rilevate attraverso i saggi.

3.4 Verifica della trave per carichi verticali

Analizzando il telaio centrale, si deduce che la trave non può essere ipotizzata come incastrata alle estremità.



Infatti il massimo momento negativo all'appoggio della trave è pari a $M_{\max}^- = 10272 \text{ kgm}$, che

è molto diverso da $\frac{q \cdot L^2}{12} = \frac{(900 + 1760 + 330) \cdot 12,30^2}{12} = 37696 \text{ kgm}$.

Affinché la sezione all'appoggio sia verificata occorrono solamente $2\text{Ø}16$ sia all'intradosso che all'estradosso. Si riporta di seguito la verifica della trave:

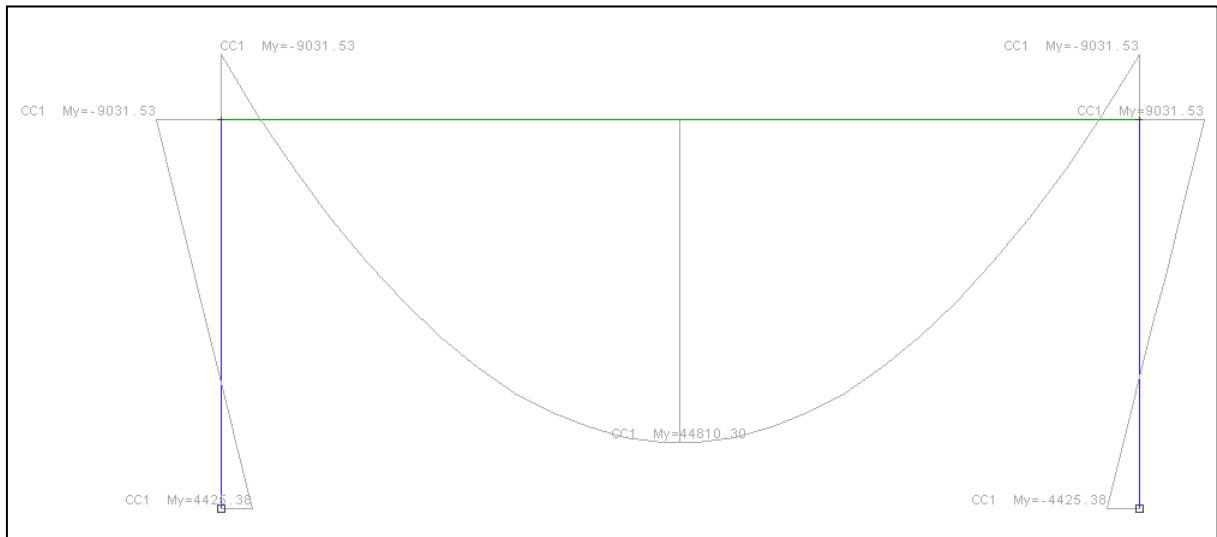
n	10
M (kgm)	10272
b (cm)	30
h totale (cm)	120
num ferri tesi	2
φ (mm)	16
num ferri compressi	2
φ (mm)	16
φ (mm) staffe	10
c (cm)	3
Area ferri tesi (cmq)	4.0
Area ferri compressi (cmq)	4.0
Area totale (cmq)	8.0
d (cm)	115.2
d' (cm)	4.8
d0 (cm)	60
f	2.7
X (cm)	15.45
J (cm ⁴)	441556
Tens cls (kg/cm ²)	36
Tens acciaio (kg/cm ²)	2320

Il momento massimo in campata è pari a $M_{\max}^+ = 50963 \text{ kgm}$, che è molto diverso da $\frac{q \cdot L^2}{24} = \frac{(900 + 1760 + 330) \cdot 12,30^2}{24} = 18848 \text{ kgm}$.

Ipotizzando che all'estradosso della trave siano presenti 2Ø16, la verifica della trave non è largamente soddisfatta; da ciò si deduce che la trave non è stata progettata correttamente. Si riporta di seguito la verifica della trave in campata:

n	10
M (kgm)	50963
b (cm)	30
h totale (cm)	120
num ferri tesi	7
ϕ (mm)	16
num ferri compressi	2
ϕ (mm)	16
ϕ (mm) staffe	10
c (cm)	3
Area ferri tesi (cmq)	14.1
Area ferri compressi (cmq)	4.0
Area totale (cmq)	18.1
d (cm)	115.2
d' (cm)	4.8
d0 (cm)	91
f	6.0
X (cm)	27.59
J (cm ⁴)	1311180
Tens cls (kg/cm ²)	107
Tens acciaio (kg/cm ²)	3405

Si procede analogamente analizzando il telaio di bordo:



il massimo momento negativo all'appoggio della trave è pari a $M_{\max}^- = 9032 \text{ kgm}$, che è molto diverso da $\frac{q \cdot L^2}{12} = \frac{(900 + 1456 + 273) \cdot 12,30^2}{12} = 33145 \text{ kgm}$.

Affinché la sezione all'appoggio sia verificata occorrono solamente 2Ø16 sia all'intradosso che all'estradosso. Si riporta di seguito la verifica della trave:

n	10
M (kgm)	9032
b (cm)	30
h totale (cm)	120
num ferri tesi	2
φ (mm)	16
num ferri compressi	2
φ (mm)	16
φ (mm) staffe	10
c (cm)	3
Area ferri tesi (cmq)	4.0
Area ferri compressi (cmq)	4.0
Area totale (cmq)	8.0
d (cm)	115.2
d' (cm)	4.8
d0 (cm)	60
f	2.7
X (cm)	15.45
J (cm ⁴)	441556
Tens cls (kg/cm ²)	32
Tens acciaio (kg/cm ²)	2040

Il momento massimo in campata è pari a $M_{\max}^+ = 44810 \text{ kgm}$, che è molto diverso da $\frac{q \cdot L^2}{24} = \frac{(900 + 1456 + 273) \cdot 12,30^2}{24} = 16573 \text{ kgm}$.

Ipotizzando che all'estradosso della trave siano presenti 2Ø16, la verifica della trave non è soddisfatta; da ciò si deduce che la trave non è stata progettata correttamente. Si riporta di seguito la verifica della trave in campata:

n	10
M (kgm)	44810
b (cm)	30
h totale (cm)	120
num ferri tesi	7
ϕ (mm)	16
num ferri compressi	2
ϕ (mm)	16
ϕ (mm) staffe	10
c (cm)	3
Area ferri tesi (cmq)	14.1
Area ferri compressi (cmq)	4.0
Area totale (cmq)	18.1
d (cm)	115.2
d' (cm)	4.8
d0 (cm)	91
f	6.0
X (cm)	27.59
J (cm ⁴)	1311180
Tens cls (kg/cm ²)	94
Tens acciaio (kg/cm ²)	2994

In conclusione l'armatura ipotizzata per la trave risulta insufficiente per la verifica per carichi verticali.

3.5 Verifica dei pilastri per carichi verticali

Analizzando il telaio trasversale centrale e supporti i pilastri incastrati alla base, si determina lo sforzo massimo di compressione agente sul pilastro, pari a $N_{max}=21821 \text{ kg}$. Si riporta di seguito la verifica del pilastro:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{21821}{30 \cdot 50} = 14,55 \text{ kg/cm}^2$$

Analizzando il telaio trasversale di bordo, si determina lo sforzo massimo di compressione pari a $N_{max}=19397 \text{ kg}$. Si riporta di seguito la verifica del pilastro:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{19397}{30 \cdot 50} = 12,93 \text{ kg/cm}^2$$

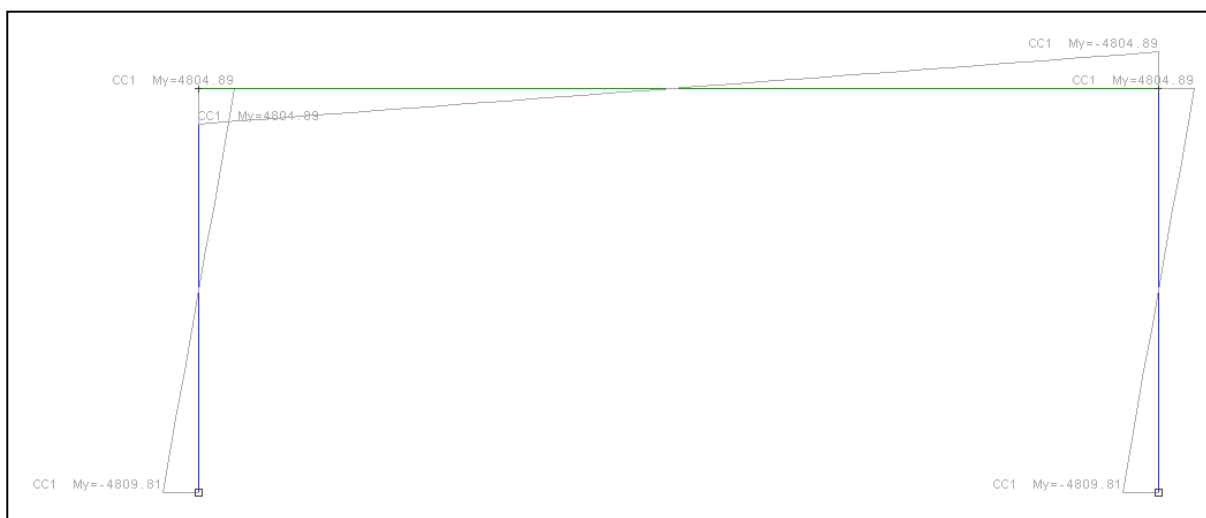
Analizzando il telaio longitudinale, si determina lo sforzo massimo di compressione agente sul pilastro, pari a $N_{max}=21821 \text{ kg}$. Si riporta di seguito la verifica del pilastro:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{21821}{30 \cdot 50} = 14,55 \text{ kg/cm}^2$$

In conclusione, l'armatura presente nei pilastri è sufficiente per la verifica per carichi verticali.

3.6 Verifica della trave per carichi sismici

Analizzando il telaio centrale, all'estremità della trave, al momento dovuto ai carichi verticali si somma il momento dovuto al sisma, ottenuto dal modello shear-type;



quindi la trave è soggetta ad un momento pari a $M_{max}=10272+4805=15077 \text{ kgm}$. La trave non è verificata con l'aggiunta dell'azione sismica, come riportato nella seguente verifica:

n	10
M (kgm)	15077
b (cm)	30
h totale (cm)	120
num ferri tesi	2
ϕ (mm)	16
num ferri compressi	2
ϕ (mm)	16
ϕ (mm) staffe	10
c (cm)	3
Area ferri tesi (cmq)	4.0
Area ferri compressi (cmq)	4.0
Area totale (cmq)	8.0
d (cm)	115.2
d' (cm)	4.8
d0 (cm)	60
f	2.7
X (cm)	15.45
J (cm ⁴)	441556
Tens cls (kg/cmq)	53
Tens acciaio (kg/cmq)	3406

Analizzando invece il telaio di bordo, la trave alle estremità ha momento massimo negativo pari a $M_{max}=9032+4225=13257 \text{ kgm}$. Si riporta di seguito la verifica della trave, che non risulta soddisfatta:

n	10
M (kgm)	13257
b (cm)	30
h totale (cm)	120
num ferri tesi	2
ϕ (mm)	16
num ferri compressi	2
ϕ (mm)	16
ϕ (mm) staffe	10
c (cm)	3
Area ferri tesi (cmq)	4.0
Area ferri compressi (cmq)	4.0
Area totale (cmq)	8.0
d (cm)	115.2
d' (cm)	4.8
d0 (cm)	60
f	2.7
X (cm)	15.45
J (cm ⁴)	441556
Tens cls (kg/cm ²)	46
Tens acciaio (kg/cm ²)	2995

In definitiva la trave, sotto i carichi sismici, non risulta verificata.

3.7 Verifica dei pilastri per carichi sismici

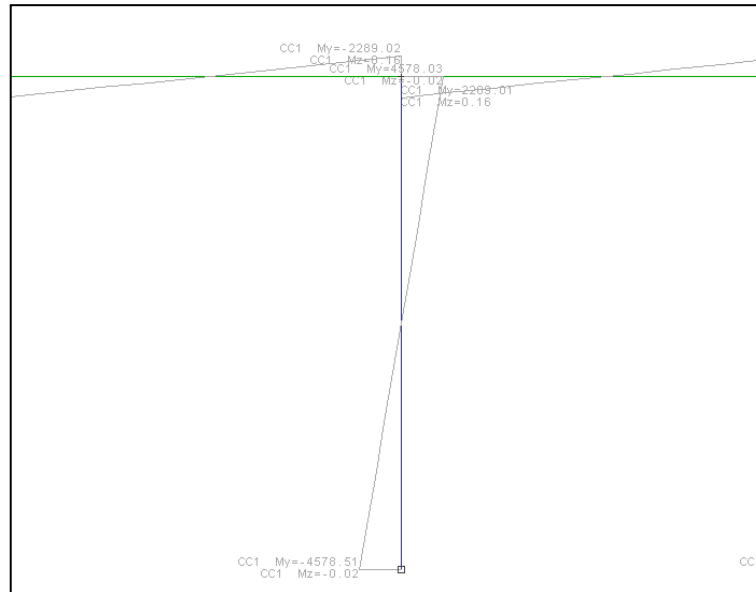
Analizzando il telaio trasversale centrale, lo sforzo massimo di compressione dovuto ai carichi verticali è $N_{max}=21821 \text{ kg}$. mentre il massimo momento flettente agente alla base del pilastro dovuto al sisma, e ricavato dal modello shear-type, è pari a $M_{max}=4805 \text{ kgm}$. Si riporta di seguito la verifica del pilastro, che risulta soddisfatta:

PILASTRO CENTRALE per carichi totali	
N (kg)	21821
M (kgm)	4805
H (cm)	50
B (cm)	30
e (cm)	22
nocciolo	8
num ferri tesi	2
φ (mm)	20
num ferri reggistaffe	0
φ (mm) reggistaffe	0
num ferri compressi	2
φ (mm)	20
num ferri reggistaffe compr	0
φ (mm) reggistaffe	0
φ (mm) staffe	11
c (cm)	3
Area ferri tesi (cmq)	6.3
Area ferri compressi (cmq)	6.3
Area totale (cmq)	12.6
d (cm)	44.9
d' (cm)	5.1
equilibrio	0
X (mm)	25
Tens cls (kg/cm ²)	58
Tens acciaio (kg/cm ²)	466

Analizzando il telaio trasversale di bordo, lo sforzo massimo di compressione dovuto ai carichi verticali è $N_{max}=19397 \text{ kg}$. mentre il massimo momento flettente agente alla base del pilastro dovuto al sisma, e ricavato dal modello shear-type, è pari a $M_{max}=4225 \text{ kgm}$. Si riporta di seguito la verifica del pilastro, che risulta soddisfatta:

PILASTRO BORDO per carichi totali	
N (kg)	19397
M (kgm)	4225
H (cm)	50
B (cm)	30
e (cm)	22
nocciolo	8
num ferri tesi	2
φ (mm)	20
num ferri reggistaffe	0
φ (mm) reggistaffe	0
num ferri compressi	2
φ (mm)	20
num ferri reggistaffe compr	0
φ (mm) reggistaffe	0
φ (mm) staffe	11
c (cm)	3
Area ferri tesi (cmq)	6.3
Area ferri compressi (cmq)	6.3
Area totale (cmq)	12.6
d (cm)	44.9
d' (cm)	5.1
equilibrio	0
X (mm)	25
Tens cls (kg/cm ²)	51
Tens acciaio (kg/cm ²)	401

Analizzando il telaio longitudinale, lo sforzo massimo di compressione dovuto ai carichi verticali è $N_{max}=21821 \text{ kg}$. mentre il massimo momento flettente agente alla base del pilastro dovuto al sisma, e ricavato dal modello shear-type, è pari a $M_{max}=4578 \text{ kgm}$.



Si riporta di seguito la verifica del pilastro, che non risulta soddisfatta:

PILASTRO LONGIT per carichi totali	
N (kg)	21821
M (kgm)	4578
H (cm)	30
B (cm)	50
e (cm)	21
nocciolo	5
num ferri tesi	4
φ (mm)	20
num ferri reggistaffe	0
φ (mm) reggistaffe	0
num ferri compressi	4
φ (mm)	20
num ferri reggistaffe compr	0
φ (mm) reggistaffe	0
φ (mm) staffe	11
c (cm)	3
Area ferri tesi (cmq)	12.6
Area ferri compressi (cmq)	12.6
Area totale (cmq)	25.1
d (cm)	24.9
d' (cm)	5.1
equilibrio	0
X (mm)	12
Tens cls (kg/cm²)	85
Tens acciaio (kg/cm²)	868

In definitiva, in direzione longitudinale i pilastri non risultano verificati sotto l'azione sismica.

4. VERIFICA SECONDO NTC'08

4.1 Caratteristiche dei materiali

In base alle considerazioni effettuate in precedenza nel capitolo 2, per tutti gli elementi in c.a. della palestra, si considera un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

$$R_{ck} = 158 \text{ kg/cm}^2$$

$$FC = 1,20$$

$$R_{ck} = 158/1,20 = 132 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 132 = 109,56 \text{ kg/cm}^2 = 10,96 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 10,96 + 8 = 18,96 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,30} = 22000 \cdot [18,96 / 10]^{0,30} = 26655 \text{ N/mm}^2$$

Il coefficiente di Poisson vale 0,20 e pertanto:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{26655}{2(1+0,2)} = 11106 \text{ N/mm}^2$$

Le barre di armatura, che si assumono essere FeB44k, con tensione ammissibile pari a 2600 kg/cm^2 , hanno le seguenti caratteristiche:

$$f_{yk} = 4300/1,20 = 3583 \text{ kg/cm}^2$$

Il coefficiente di omogeneizzazione è stato assunto costante e pari a $n = 10$.

4.2 Analisi dei carichi

	Solaio di copertura	
<u>Carichi permanenti strutturali</u>	$\gamma_{G1}=1.3$	
	Travetti (int. 50 cm)	50 kg/m^2
	Pignatta	110 kg/m^2
	Soletta 3 cm (1900 kg/m^3)	<u>60</u> kg/m^2
	Totale perm. str. solaio	220 kg/m^2
<u>Carichi permanenti non strutturali</u>	$\gamma_{G2}=1.5$	
	Intonaco 3 cm	60 kg/m^2
	Controsoffitto	40 kg/m^2
	Impermeabilizzazione	10 kg/m^2
	Manto	<u>60</u> kg/m^2
	Totale perm. non str. solaio	170 kg/m^2
<u>Carichi variabili</u>	$\gamma_Q=1.5$	$\Psi_0=0.5 \quad \Psi_2=0.0$
	neve <1000 m	100 kg/m^2

Per il calcolo dell'azione della neve, sono stati considerati i seguenti parametri: Zona II (Provincia di Firenze); altitudine di riferimento $a_s \leq 200\text{m}$; coefficiente di forma μ_i , di esposizione C_E e termico C_t pari ad 1, a favore di sicurezza; per cui il carico neve sulla copertura, q_s , è pari al valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo, $q_{sk} = 100 \text{ kg/m}^2$.

I tamponamenti non gravano direttamente sulla struttura ma sono stati considerati come massa sismica. Il peso degli elementi di tamponamento è assunto pari a 1100 kg/m^3 .

4.3 Sicurezza e prestazioni attese

4.3.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

L'edificio in oggetto è una struttura ordinaria quindi si assume $V_N \geq 50$.

L'edificio in oggetto è una struttura di "Classe IV".

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella successiva:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Valori del coefficiente d'uso C_U

Si ottiene quindi: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = 100$ anni.

4.3.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al punto 3.2.2 del D.M. 14/01/2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel punto 3.2.1 del D.M. 14/01/2008, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel 2.4 dello stesso D.M.. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza

per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Come riportato al punto 8.3 delle NTC 2008, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU sono state eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

4.3.3 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Si è assunto un suolo di fondazione appartenente alla categoria B.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Il sito di costruzione ricade nella categoria T1.

4.3.4 Parametri azione sismica e spettri di risposta

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche


Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



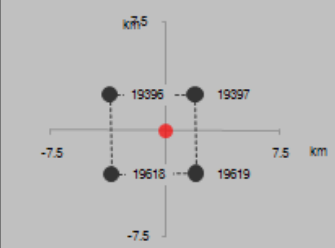
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0.062	2.460	0.260
50	0.080	2.428	0.267
72	0.094	2.425	0.271
101	0.108	2.420	0.275
140	0.125	2.391	0.280
201	0.143	2.405	0.283
475	0.196	2.383	0.288
975	0.250	2.390	0.297
2475	0.332	2.420	0.318

Parametri della pericolosità sismica di base

4.4 Combinazioni di carico per carichi verticali

Le verifiche per i soli carichi verticali vengono eseguite nei riguardi degli stati limite ultimi, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008.

Stati limite ultimi - azioni di calcolo

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo F_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 rappresenta il valore caratteristico dell'azione permanente dei pesi strutturali;
- G_2 rappresenta il valore caratteristico dell'azione da carichi permanenti portati;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} rappresenta il valori caratteristico della i -esima azione variabile;
- P rappresenta il valore caratteristico della h -esima deformazione impresse (effetto della temperatura, deformazione del terreno, viscosità, ritiro, etc);
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_Q$ e γ_P rappresentano i coefficienti parziali;
- γ_{Qi} rappresentano i coefficienti di modello delle azioni;
- ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

4.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV), devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni [Norme Tecniche 2008 §3.2.4].

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Ψ_{2i} coefficiente di combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della azione variabile;

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2008 Tabella 2.5.1].

4.6 Modellazione della struttura

L'edificio in esame è stato studiato nella sua completezza, considerato incastrato alla base e sottoposto ai carichi previsti nelle NTC'08, compresa l'azione sismica.

La verifica sismica è stata compiuta utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti ModeSt. Il programma di calcolo automatico utilizzato risolve strutture spaziali schematizzate con elementi finiti in campo elastico lineare, con la possibilità di svolgere analisi sismiche sia di tipo statico che dinamico. Il programma, denominato ModeSt, è un metodo grafico interattivo di modellazione strutturale tridimensionale che permette di schematizzare agli elementi finiti strutture costituite da travi, pilastri e setti. In particolare possono essere utilizzati due tipi di elementi finiti: le aste (anche su suolo elastico) per la schematizzazione di travi e pilastri e gli elementi bidimensionali (con comportamento membranale, flessionale) per la modellazione di setti in c.a. e di platee di fondazione. Una volta definita la struttura dal punto di vista geometrico, il calcolo è affidato al solutore denominato XFINEST. Le coordinate dei nodi del modello sono riferite ad un sistema di coordinate x-y-z con il piano x-y orizzontale. Ogni nodo del modello ha 6 gradi di libertà, ad esclusione dei nodi relativi alle fondazione che risultano incastrati. Ad ogni singolo elemento, trave o pilastro, sono state assegnate le caratteristiche geometriche della sezione, le proprietà elastiche del materiale ed il carico. I carichi, una volta definiti per unità di superficie, vengono trasferiti agli elementi finiti in maniera automatica. Gli impalcati sono stati modellati come infinitamente rigidi nel proprio piano.

Per il calcolo della struttura è stata adottata un'analisi dinamica modale associata allo spettro di risposta di progetto. In definitiva, alle condizioni di carico elementari dovute ai soli carichi verticali vengono aggiunte 3 condizioni di carico sismiche:

- sisma in direzione X
- sisma in direzione Y

Le condizioni di carico elementari sono poi combinate insieme per fornire i carichi da applicare alla struttura nelle varie combinazioni di carico così come stabilito dalle Norme.

Tale operazione viene eseguita dal programma di trasferimento al solutore matematico.

Il programma fornisce:

- i tre spostamenti dei nodi rispetto agli assi cartesiani nelle combinazioni di carico;
- le tre rotazioni dei nodi rispetto agli assi cartesiani globali nelle combinazioni di carico;
- le sollecitazioni nelle aste (N, T_y , T_z , M_x , M_y , M_z) calcolate in corrispondenza delle estremità per ognuna delle combinazioni di carico (intendendo per aste sia le travi che i pilastri);
- le sollecitazioni negli elementi bidimensionali nei nodi per ognuna delle combinazioni di carico (σ_{xx} , σ_{zz} , τ_{xz} , τ_{zy} , τ_{xy} , M_{xx} , M_{zz} , M_{xz}).

Vengono definiti i criteri di progetto per le travi, pilastri e setti assegnando opportuni valori a parametri che, di volta in volta, definiscono le caratteristiche dei materiali e le opzioni per armare a flessione, taglio e pressoflessione.

I valori delle sollecitazioni costituiscono l'input per una parte del programma di calcolo che esegue la verifica ed il progetto delle sezioni in cemento armato seguendo il metodo degli stati limite nel rispetto della vigente normativa.

Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

I carichi sulle strutture vengono determinati sulla base della seguente analisi dei carichi, redatta secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 e Circolare 02/02/2009.

Attualmente è presente un controsoffitto con intonaco spesso 3 cm; il controsoffitto si suppone realizzato successivamente alla costruzione della palestra stessa.

Prendendo in considerazione il telaio centrale in direzione trasversale, sono stati assunti i seguenti carichi:

4.7 Verifica dei pilastri per carichi verticali

Si riporta la verifica dei pilastri per la combinazione allo SLU.

Sezione 1 (Pilastro 30x50) - Soll. aut. Aste 37 (37 137) 13 (13 113) 38 (38 138) 14 (14 114) 39 (39 139) 15 (15 115) 40 (40 140) 16 (16 116) 41 (41 141) 19 (19 119)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione
Base <m> = 0.50
Altezza <m> = 0.30

Simbologia

Caso = Caso di verifica
N = Sforzo normale
My = Momento flettente intorno all'asse Y
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
Nu = Sforzo normale ultimo
M1Rdy = Momento resistente (ridotto per stabilità) intorno all'asse Y
M1Rdz = Momento resistente (ridotto per stabilità) intorno all'asse Z
Sic. = Sicurezza a rottura
Asta = Numero dell'asta
N1 = Nodo iniziale
N2 = Nodo finale
l₀ = Lunghezza libera di inflessione
λ = Snellezza massima
λ* = Snellezza limite
Ty = Taglio in dir. Y
Tz = Taglio in dir. Z
Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd = Taglio ultimo lato armatura
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
SLO = Stato limite di operatività
X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
Tipo = Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - controlli di stabilità - Asta n. 37 (37 137)

Caso	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	Nu <kg>	M1Rdy <kgm>	M1Rdz <kgm>	Sic.
5	-38339.70	-0.02	-8475.05	-38339.70	-0.00	-13374.90	1.578
6	-35707.20	0.04	17267.90	-35707.20	0.00	13412.30	0.777
12	-30818.10	654.49	-14992.60	-30818.70	578.29	-13581.20	0.906

Dati per verifiche di stabilità

Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*
37	37	137	5.40	62.35	31.55	13	13	113	5.40	62.35	31.55	38	38	138	5.40	62.35	29.38	14	14	114	5.40	62.35	29.38
39	39	139	5.40	62.35	24.86	15	15	115	5.40	62.35	27.35	40	40	140	5.40	62.35	29.38	16	16	116	5.40	62.35	29.38

41 41 141 5.40 62.35 31.55 19 19 119 5.40 62.35 31.55

Verifiche effettuate - Asta n. 37 (37 137)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
5	15	15	115	1	SLU	0.00	SLU Taglio - min sic. c.a.
6	15	15	115	1	SLU	540.00	SLU N cost - min sic.
12	37	37	137	1	SLU	540.00	SLU Taglio - min sic. acciaio

Per carichi verticali il pilastro 15 non è verificato a stabilità, con coefficiente di sicurezza pari a 0,777.

4.8 Verifica delle travi per carichi verticali

Si riporta la verifica delle travi per la combinazione allo SLU, distinguendo tra le sezioni all'appoggio e le sezioni in mezzzeria.

Appoggio

Sezione 3 (Trave 30x120) - Soll. aut. Aste 111 (113 137) 112 (114 138) 113 (115 139) 135 (116 140) 136 (119 141) (nome del file: TRAVE APPOGGI CARICHI VERTICALI)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione
 Base <m> = 0.30
 Altezza <m> = 1.20

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
 Sic. = Sicurezza a rottura
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 Tipo = Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 113 (115 139)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	
12	0.00	2001.11	0.00	13.88	14308.10	0.00	7.154
16	0.00	-36689.80	0.00	13.88	-14308.10	0.00	0.390

Verifiche effettuate - Asta n. 113 (115 139)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
12	112	114	138	1	SLU	1229.96	SLU Taglio - min sic. c.a., SLU Taglio - min sic. acciaio
16	113	115	139	1	SLU	1078.69	SLU Mz cost - min sic.

Campata

Sezione 3 (Trave 30x120) - Soll. aut. Aste 111 (113 137) 112 (114 138) 113 (115 139) 135 (116 140) 136 (119 141) (nome del file: TRAVE CAMP CARICHI VERTICALI)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione
Base <m> = 0.30
Altezza <m> = 1.20

Simbologia

Caso = Caso di verifica
N = Sforzo normale
My = Momento flettente intorno all'asse Y
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
Nu = Sforzo normale ultimo
Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
Sic. = Sicurezza a rottura
Ty = Taglio in dir. Y
Tz = Taglio in dir. Z
Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd = Taglio ultimo lato armatura
Asta = Numero dell'asta
N1 = Nodo iniziale
N2 = Nodo finale
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
SLO = Stato limite di operatività
X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
Tipo = Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 113 (115 139)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	
45	0.00	2001.11	0.00	7.00	14322.30	0.00	7.159
66	0.00	-84521.30	0.00	47.88	-48202.30	0.00	0.571

Verifiche effettuate - Asta n. 113 (115 139)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
45	112 114 138	1	SLU	1229.96	SLU	Taglio - min sic. c.a., SLU	Taglio - min sic. acciaio
66	113 115 139	1	SLU	639.07	SLU	Mz cost - min sic.	

Per carichi verticali le travi non risultano verificate; in particolare la trave tra i pilastri 15 e 39 non è verificata all'appoggio per tensioni normali, con coefficiente di sicurezza pari a 0,390.

4.9 Verifica dei pilastri allo SLU

Si riportano le condizioni di carico elementari definite e le combinazioni delle condizioni di carico definite per lo SLV:

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare
Comm. = Commento
s = Coeff. di riduzione
Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X

Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	Permanenti strutturali	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	Permanenti non strutturali	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	Neve	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
4	tamponamento	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
5	Momento torcente - SLV	--	--	--	--	--	--	--
6	Sisma dir. X - SLV	--	--	--	--	--	--	--
7	Sisma dir. Y - SLV	--	--	--	--	--	--	--

Combinazioni delle cce

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Comm. = Commento
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 An. = Tipo di analisi
 L = Lineare
 NL = Non lineare
 Bk = Buckling
 S = Si
 N = No

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	Mt	±S X	±S Y
1	CC 1 - Amb. 1 (SLU S) S Mt+X+0.3Y	SLV	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30
2	CC 2 - Amb. 1 (SLU S) S Mt+X-0.3Y	SLV	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30
3	CC 3 - Amb. 1 (SLU S) S Mt+0.3X+Y	SLV	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00
4	CC 4 - Amb. 1 (SLU S) S Mt-0.3X+Y	SLV	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
5	CC 5 - Amb. 1 (SLU S) S -Mt+X+0.3Y	SLV	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.30
6	CC 6 - Amb. 1 (SLU S) S -Mt+X-0.3Y	SLV	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	1.00	-0.30
7	CC 7 - Amb. 1 (SLU S) S -Mt+0.3X+Y	SLV	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	0.30	1.00
8	CC 8 - Amb. 1 (SLU S) S -Mt-0.3X+Y	SLV	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	1.00
9	CC 9 - Amb. 2 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00

Si riportano le verifiche effettuate sui pilastri:

Sezione 1 (Pilastro 30x50) - Soll. aut. Aste 37 (37 137) 13 (13 113) 38 (38 138) 14 (14 114) 39 (39 139) 15 (15 115) 40 (40 140) 16 (16 116) 41 (41 141) 19 (19 119) (nome del file: PII_30X50)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione
 Base <m> = 0.50
 Altezza <m> = 0.30

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 M1Rdy = Momento resistente (ridotto per stabilità) intorno all'asse Y
 M1Rdz = Momento resistente (ridotto per stabilità) intorno all'asse Z
 Sic. = Sicurezza a rottura
 Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 l0 = Lunghezza libera di inflessione
 λ = Snellezza massima
 λ* = Snellezza limite
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo

VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 Tipo = Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - controlli di stabilità - Asta n. 37 (37 137)

Caso	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	Nu <kg>	MlRdy <kgm>	MlRdz <kgm>	Sic.
705	-17218.10	5968.45	41964.60	-17218.10	1888.03	12827.60	0.307
765	-24996.80	-1489.66	-44934.80	-24996.80	-395.66	-13719.80	0.305
767	-24996.80	763.67	-44934.80	-24996.80	198.70	-13751.70	0.306

Dati per verifiche di stabilità

Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	
37	37	137	5.40	62.35	22.32	13	13	113	5.40	62.35	22.32	38	38	138	5.40	62.35	22.17	14	14	114	5.40	62.35	22.17	
39	39	139	5.40	62.35	22.74	15	15	115	5.40	62.35	22.74	40	40	140	5.40	62.35	22.17	16	16	116	5.40	62.35	22.17	
41	41	141	5.40	62.35	22.32	19	19	119	5.40	62.35	22.32													

Verifiche effettuate - Asta n. 37 (37 137)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
705	37	37	137	7	SLV	0.00	SLU Taglio - min sic. c.a.
765	37	37	137	7	SLV	540.00	SLU N cost - min sic.
767	37	37	137	7	SLV	540.00	SLU Taglio - min sic. acciaio

Il pilastro 37 non è verificato a stabilità, con coefficiente di sicurezza pari a 0,305, e non è verificato per sollecitazioni taglienti.

4.10 Verifica delle travi allo SLU

Si riporta la verifica delle travi distinguendo tra appoggio e campata:

Appoggio

Sezione 3 (Trave 30x120) - Soll. aut. Aste 111 (113 137) 112 (114 138) 113 (115 139) 135 (116 140) 136 (119 141) (nome del file: TR_30X120)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 0.30

Altezza <m> = 1.20

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
 Sic. = Sicurezza a rottura
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 Tipo = Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 113 (115 139)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	
1547	0.00	2001.11	0.00	13.88	14308.10	0.00	7.154
1921	0.00	-84521.30	0.00	13.88	-14308.10	0.00	0.169

Verifiche effettuate - Asta n. 113 (115 139)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
1547	112	114	138	9	SLU	1229.96	SLU Taglio - min sic. c.a., SLU Taglio - min sic. acciaio
1921	113	115	139	9	SLU	639.07	SLU Mz cost - min sic.

Campata

Sezione 3 (Trave 30x120) - Soll. aut. Aste 111 (113 137) 112 (114 138) 113 (115 139) 135 (116 140) 136 (119 141) (nome del file: TR_30X120_CAMPATA)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione
 Base <m> = 0.30
 Altezza <m> = 1.20

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
 Sic. = Sicurezza a rottura
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 Tipo = Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 136 (119 141)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	
153	0.00	-84521.30	0.00	47.88	-48202.30	0.00	0.571
218	0.00	-46769.90	0.00	47.88	-48202.30	0.00	1.031

Verifiche effettuate - Asta n. 136 (119 141)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
153	113	115	139	9	SLU	639.07	SLU Mz cost - min sic.
218	136	119	141	7	SLV	594.59	SLU Taglio - min sic. c.a., SLU Taglio - min sic. acciaio

Le travi non risultano verificate; in particolare la trave tra i pilastri 15 e 39 non risulta verificata all'appoggio per tensioni normali, con coefficiente di sicurezza pari a 0,169.

4.11 Determinazione degli indici di rischio

In seguito alle verifiche sismiche, per l'edificio in esame sono stati determinati gli indici di rischio nei confronti dello SLV e dello SLD; tali indici di rischio sono stati espressi in termini di rapporti tra periodi di ritorno relativi a capacità/domanda:

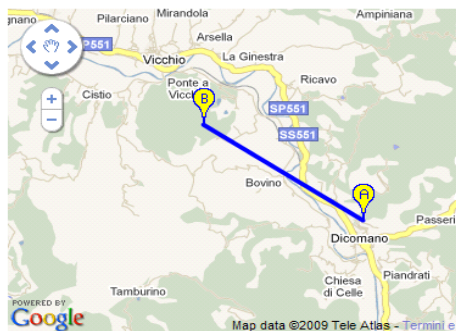
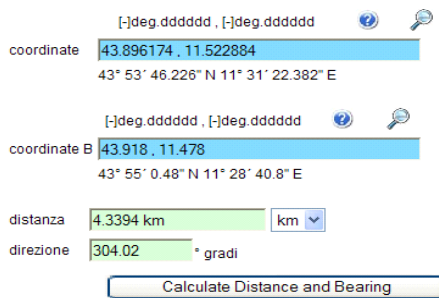
$$R_{CD} = (T_{R,C} / T_{R,D})^{0,41}$$

Il periodo di ritorno in termini di domanda è quello relativo allo stato limite preso in esame e al periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , che dipende dal tipo di costruzione (V_N) e dalla sua classe d'uso (C_U).

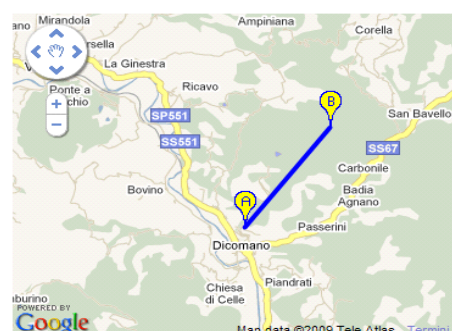
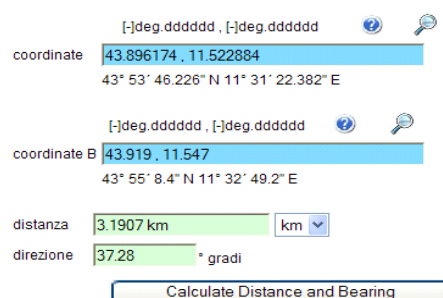
Per l'edificio in esame si ha perciò: $T_{R,D}(SLV) = 975 \text{ anni}$.

Per la determinazione del periodo di ritorno in termini di capacità, invece, si è proceduto per tentativi cambiando di volta in volta il periodo di ritorno T_R , e di conseguenza i parametri a_g (accelerazione orizzontale massima del terreno), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_C^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), e lasciando invariata la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} per ciascuno stato limite considerato. È stato determinato quindi il periodo di ritorno dell'azione sismica tale da provocare la mancata verifica di almeno un elemento strutturale per lo SLV

Per la stima di alcuni parametri risulta necessario applicare le espressioni di interpolazione [3] e [2] dell'Allegato A delle NTC 2008; si riporta il calcolo delle distanze intercorrenti fra il sito in esame ed i 4 vertici del reticolo.



distanza A-B1



distanza A-B2

[-]deg. dddddd, [-]deg. dddddd

coordinate **43.896174, 11.522884**
43° 53' 46.226" N 11° 31' 22.382" E

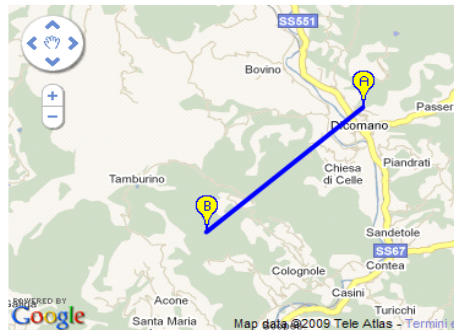
[-]deg. dddddd, [-]deg. dddddd

coordinate B **43.868, 11.479**
43° 52' 0.48" N 11° 28' 44.4" E

distanza **4.7114 km** km

direzione **228.31** ° gradi

Calculate Distance and Bearing



distanza A-B3

[-]deg. dddddd, [-]deg. dddddd

coordinate **43.896174, 11.522884**
43° 53' 46.226" N 11° 31' 22.382" E

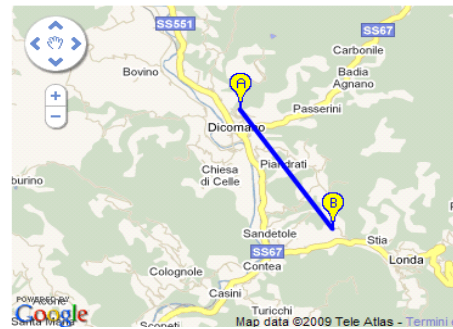
[-]deg. dddddd, [-]deg. dddddd

coordinate B **43.869, 11.549**
43° 52' 8.4" N 11° 32' 56.4" E

distanza **3.6768 km** km

direzione **145.29** ° gradi

Calculate Distance and Bearing



distanza A-B4

4.11.1 Verifica degli elementi strutturali allo SLV per $T_R=30$ anni

Il periodo di ritorno in termini di capacità per lo SLV è stato determinato pari a $T_{R,C}=30$ anni; con tale periodo di ritorno le verifiche di alcuni elementi strutturali risultano non essere soddisfatte.

Si riporta di seguito la verifica dei pilastri soggetti ad un'azione sismica con periodo di ritorno di 30 anni:

Sezione 1 (Pilastro 30x50) - Soll. aut. Aste 37 (37 137) 13 (13 113) 38 (38 138) 14 (14 114) 39 (39 139) 15 (15 115) 40 (40 140) 16 (16 116) 41 (41 141) 19 (19 119) (nome del file: PIL_30X50)
Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione
Base <m> = 0.50
Altezza <m> = 0.30

Simbologia

Caso = Caso di verifica
N = Sforzo normale
My = Momento flettente intorno all'asse Y
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
Nu = Sforzo normale ultimo
MlRdy = Momento resistente (ridotto per stabilità) intorno all'asse Y
MlRdz = Momento resistente (ridotto per stabilità) intorno all'asse Z
Sic. = Sicurezza a rottura
Asta = Numero dell'asta
N1 = Nodo iniziale
N2 = Nodo finale
 l_0 = Lunghezza libera di inflessione
 λ = Snellezza massima
 λ^* = Snellezza limite
Ty = Taglio in dir. Y
Tz = Taglio in dir. Z
Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd = Taglio ultimo lato armatura
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 Tipo = Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - controlli di stabilità - Asta n. 38 (38 138)

Caso	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	Nu <kg>	M1Rdy <kgm>	M1Rdz <kgm>	Sic.
218	-23210.40	-805.36	19082.90	-23210.40	-590.47	13693.30	0.718
311	-22712.10	-1773.14	-13086.80	-22712.10	-1862.96	-13048.90	1.002
895	-23210.30	297.24	-19082.90	-23210.30	199.71	-13780.30	0.722

Dati per verifiche di stabilità

Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	Asta	N1	N2	l ₀ <m>	λ	λ*	
37	37	137	5.40	62.35	22.69	13	13	113	5.40	62.35	22.69	38	38	138	5.40	62.35	23.85	14	14	114	5.40	62.35	23.85	
39	39	139	5.40	62.35	24.41	15	15	115	5.40	62.35	24.41	40	40	140	5.40	62.35	23.85	16	16	116	5.40	62.35	23.85	
41	41	141	5.40	62.35	22.69	19	19	119	5.40	62.35	22.69													

Verifiche effettuate - Asta n. 38 (38 138)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
218	14	14	114	3	SLV	540.00	SLU N cost - min sic.
311	15	15	115	7	SLV	0.00	SLU Taglio - min sic. c.a.
895	38	38	138	7	SLV	540.00	SLU Taglio - min sic. acciaio

Si riporta di seguito la verifica delle travi soggette ad un'azione sismica con periodo di ritorno di 30 anni:

Appoggio

Sezione 3 (Trave 30x120) - Soll. aut. Aste 111 (113 137) 112 (114 138) 113 (115 139) 135 (116 140) 136 (119 141) (nome del file: TR_30X120)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 0.30
 Altezza <m> = 1.20

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
 Sic. = Sicurezza a rottura
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 113 (115 139)

Caso	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	Nu <kg>	Myu <kgm>	Mzu <kgm>	Sic.
------	-----------	-------------	-------------	------------	--------------	--------------	------

1530	0.00	2001.11	0.00	13.88	14308.10	0.00	7.154
1921	0.00	-84521.30	0.00	13.88	-14308.10	0.00	0.169

Verifiche effettuate - Asta n. 113 (115 139)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
------	------	----	----	----	-----	-----------	------

1530	112	114	138	9	SLU	1229.96	SLU Taglio - min sic. c.a., SLU Taglio - min sic. acciaio
1921	113	115	139	9	SLU	639.07	SLU Mz cost - min sic.

Campata

Sezione 3 (Trave 30x120) - Soll. aut. Aste 111 (113 137) 112 (114 138) 113 (115 139) 135 (116 140) 136 (119 141) (nome del file: TR_30X120_CAMPATA)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 0.30

Altezza <m> = 1.20

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 N = Sforzo normale
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Nu = Sforzo normale ultimo
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
 Sic. = Sicurezza a rottura
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 113 (115 139)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.
<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kgm>	<kgm>
57	0.00	-51920.10	0.00	47.88	-48202.30	0.00	0.929
187	0.00	-84482.00	0.00	47.88	-48202.30	0.00	0.571

Verifiche effettuate - Asta n. 113 (115 139)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X	<cm>	Tipo
57	112	114	138	3	SLV	594.60	SLU	Taglio - min sic. c.a., SLU Taglio - min sic. acciaio
187	113	115	139	9	SLU	627.38	SLU	Mz cost - min sic.

Dalle verifiche precedenti risulta che il pilastro 14 non è verificato per instabilità con un coefficiente di sicurezza pari a 0,718; per quanto riguarda le travi non risultano verificate, in particolare la trave tra i pilastri 15 e 39 non risulta verificata all'appoggio per tensioni normali con un coefficiente di sicurezza pari a 0,169.

4.11.2 Indice di rischio per lo SLV espresso in termini di periodo di ritorno

L'analisi di vulnerabilità sismica ha portato a determinare un tempo di ritorno di capacità dell'azione sismica inferiore a 30 anni. Sarebbe necessario quindi stimare i parametri di definizione dell'azione sismica per valori del periodo di ritorno minori, ma la normativa non permette di calcolare a_g , F_0 e T_C^* per valori di $T_R < 30$ anni; si assume quindi come limite superiore il valore $T_R = 30$ anni.

$T_R = 30$ anni		
a_g	F_0	T_C^*
0.62017	2.46274	0.26000

Si riporta di seguito la determinazione della vita nominale corrispondente al periodo di ritorno in termini di capacità ed il calcolo dell'indice di rischio per lo SLV espresso in termini di periodo di ritorno:

SLV		
$T_R=$	30	anni
$P_{VR}=$	10	%
$V_R=$	3.16	anni
$C_U=$	2	
$V_N=$	1.58	anni
$T_{R,D}=$	975	anni
$T_{R,C}=$	30	anni
$\alpha=$	0.41	
$R_{C,D}=$	0.240	

4.11.3 Indice di rischio per lo SLV espresso in termini di accelerazione

L'analisi di vulnerabilità sismica ha portato a determinare un tempo di ritorno di capacità dell'azione sismica inferiore a 30 anni.

$T_R=30$ anni		
a_g	F_0	T_C^*
0.62017	2.46274	0.26000

Si riporta di seguito il calcolo dell'indice di rischio per lo SLV espresso in termini di accelerazione:

SLV		
$PGA_{,C}$	0.062017	g
$PGA_{,D}$	0.25	g
$(PGA_{,C}/PGA_{,D})$	0.2481	

Prato, 03 Febbraio 2017

Il tecnico