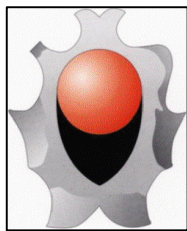


COMUNE DI BIENNO



PROVINCIA DI BRESCIA



PROGETTO ESECUTIVO
PER LA MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELLA PALESTRA
COMUNALE IN VIA G. MARCONI 1

ELABORATO

ST1

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

IL COMMITTENTE

Amministrazione Comunale di Bienna

L'IMPRESA APPALTATRICE

IL PROGETTISTA
E DIRETTORE DEI LAVORI

in ambito strutturale - impiantistico

IL PROGETTISTA
E DIRETTORE DEI LAVORI

in ambito generale



STUDIO COMING S.R.L.

Ing. Marco Barera
Via degli Alpini, 23
25134 Brescia
P.IVA/C.F. 03709160984



GEOM. PEDRETTI GIAN PAOLO

VIA DR. G. TEMPINI N.7
25040 BIENNO (BS)
P.I. 02846050983 - C.F. PDR GPL 85M21 B149A
pedretti.gianpaolo@gmail.com
Cell 328/0320327 - FAX 0364/406881



PROGETTO ESECUTIVO PER IL MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALESTRA

Brescia, 2018

Il tecnico

Dott. Ing. Marco Barera



1. PREMESSA

La presente relazione, è volta all'illustrazione dell'intervento previsto al fine di migliorare sismicamente il fabbricato adibito a palestra sito in adiacenza al complesso scolastico in comune di Bienno.

La relazione deriva da quanto contenuto nel documento "Indagini diagnostiche e studio dell'organizzazione strutturale degli edifici strategici, con particolare riferimento al loro comportamento sismico" depositato presso il comune di Bienno in data 09.07.2018 prot. 5770 e redatto dal Dipartimento di Ingegneria civile dell'Università degli Studi di Brescia.

Nel documento, oltre ai risultati delle indagini sulle caratteristiche strutturali e dei materiali utilizzati nella costruzione, vengono date precise indicazioni relativamente agli interventi da eseguire al fine di migliorare il comportamento sismico delle strutture in relazione all'evoluzione tecnica intercorsa dal periodo di realizzazione ad oggi.

Nel presente documento pertanto, oltre a riprendere quanto già contenuto nello studio sopra richiamato, si vanno a dimensionare gli elementi strutturali da porre in opera per ottemperare a quanto dicato nell'ottica del miglioramento sismico del fabbricato in oggetto.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica
- Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Allegato II all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3274

D.L. n° 74/2012, convertito nella legge n° 122/2012

Linee Guida Reluis: "Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici" – versione 1.0 del 19.06.2012



3. DESCRIZIONE STRUTTURALE DELLA PALESTRA

La struttura della palestra in oggetto è costituita da una muratura perimetrale alla cui sommità è posizionata una trave in calcestruzzo armato che sostiene l'orditura della copertura. Nello specifico le strutture di elevazione verticali sono costituite da pareti in calcestruzzo armato avente spessore variabile, il tutto come meglio indicato negli elaborati allegati alla relazione dell'Università.

Le travi di copertura sono costituite da trave perimetrale in calcestruzzo armato ordinario, su cui poggiano le coppelle prefabbricate.

In copertura sono inoltre presenti elementi in calcestruzzo armato per la formazione di lucernari interposti negli elementi in calcestruzzo prefabbricato.

Si fa riferimento agli elaborati grafici allegati all'indagine geognostica redatta dall'Università degli studi di Brescia.

4. VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

La normativa di riferimento prevede (vedi § 2.4 delle NTC 2018) che per ogni edificio sia stabilita una vita nominale V_N (intesa come il numero di anni nel quale la struttura – purché soggetta alla manutenzione ordinaria - deve poter essere usata per lo scopo alla quale è destinata), ed una classe d'uso (intesa come potenziale gravità di una possibile interruzione di operatività o di collasso della struttura medesima).

Per il manufatto in oggetto si possono assumere i seguenti parametri:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso = **classe III (scuole)**
- coefficiente d'uso $C_N = 1,5$ (parametro funzione della classe d'uso)

Ne discende conseguentemente un periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , uguale a:

$$V_R = V_N \times C_N = 75 \text{ anni}$$

corrispondente ad un terremoto di progetto avente un tempo di ritorno T_R di 712 anni per lo stato limite ultimo SLV.

5. SPETTRI DI RISPOSTA DELL'AZIONE SISMICA PER IL COMUNE DI BIENNO

La carta di pericolosità sismica nazionale recepita dalla Regione Veneto inserisce il territorio comunale di Sant'Ambrogio nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale a_g riferito a suoli rigidi (caratterizzabili da $V_s > 800$ m/s), compreso tra 0,150 e 0,175 g (riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni), ovvero – da un punto di vista amministrativo – in zona 3.

I relativi spettri di risposta dell'azione sismica sono i seguenti:

Considerata la vita nominale e la classe d'uso prevista per il manufatto (50 anni e classe d'uso III), gli spettri relativi all'azione sismica divengono quindi i seguenti:

Tabella 3.10: Dati per la definizione dello spettro di risposta.

Vita Nominale	$V_N = 50 \text{ anni}$
Classe d'uso III	$C_U = 1,5$
Periodo di Riferimento	$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni}$
Categoria di sottosuolo	Categoria C
Categoria topografica	Categoria T1

Figura 1 - Dati desunti dalla relazione dell'Università

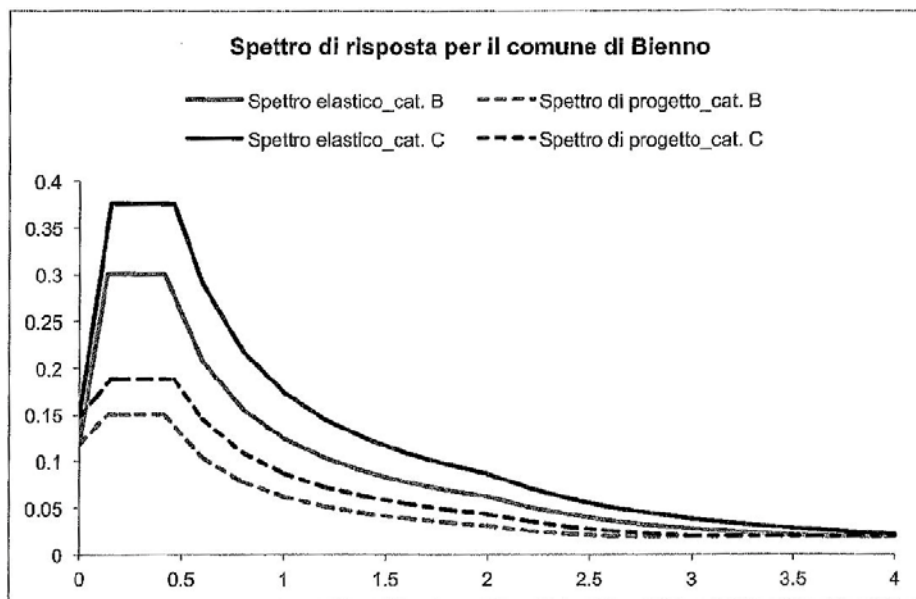


Figura 2 - Dati desunti dalla relazione dell'Università

6. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche meccaniche assunte in sede di progetto costruttivo per i vari elementi strutturali, sono le seguenti:

STRUTTURE PREFABBRICATE

- Calcestruzzo Rck 400
- Acciaio per c.a. FeB44 k controllato
- Acciaio per c.a.p in trefoli 6/10 con sigma rottura >18.400 kg/cm²

STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO ORDINARIO

- Calcestruzzo Rck 400
- Acciaio per c.a. FeB44 k controllato
- Acciaio per c.a.p in trefoli 6/10 con sigma rottura >18.400 kg/cm²

7. LIVELLO DI CONSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Considerato che:

- sono risultati disponibili tutti gli elaborati di progetto dell'edificazione del manufatto di cui al deposito

n. 58125 del 1990,

- l'intervento è stato collaudato positivamente dal collaudatore statico,
- le prove e le verifiche eseguite in situ da parte dell'Università degli studi di Brescia hanno confermato i valori di resistenza richiamati nei progetti,

si ritiene di aver raggiunto **un livello di conoscenza "accurato" LC2, a cui corrisponde un fattore di confidenza sui materiali di tipo FC = 1,2.**

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

8. FATTORE DI STRUTTURA

Il manufatto in oggetto presenta una struttura in classe di duttilità "bassa", con vincoli tra i vari elementi strutturali costituiti da spine a taglio e barre annegate in getti di completamento, non idonei ad assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto (vedi NTC § 7.4.5.).

Le NTC nel paragrafo 8 dedicato agli "Edifici esistenti", prevedono per le costruzioni in cemento armato l'esecuzione di analisi lineari statiche con fattore di struttura q , scegliendone il valore nel campo compreso tra 1,5 e 3, in funzione "della regolarità strutturale nonché dei tassi di lavoro sotto le azioni statiche".

Le Linee Guida Reluis richiamano al § 3.5.3. che "per strutture a schema isostatico non progettate con criteri antisismici, un valore indicativo del fattore di struttura può essere dell'ordine di 1,5".

Considerato quanto sopra, vista l'età di costruzione del manufatto, la sua non regolarità geometrica in altezza, la carpenteria ed armatura dei pilastri di elevazione a cui è demandata totalmente la dissipazione delle azioni sismiche, **si ritiene di assegnare alla struttura un valore pari a $q = 1,5$.**

9. INTERVENTI PER IL MIGLIORAMENTO SISMICO

Data la patologia di vulnerabilità emersa in seguito all'analisi sismica, gli interventi strutturali da eseguirsi per il conseguimento del miglioramento sismico, possono essere come di seguito individuati.

- **INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE CARENZE DEI COLLEGAMENTI**

Nel documento redatto dall'Università degli Studi di Brescia viene indicato che "è necessario programmare interventi atti ad eliminare le criticità legate alla struttura della palestra, in particolare atti a realizzare idonei collegamenti tra gli elementi della copertura e le strutture verticali".

Tali collegamenti saranno dimensionati in modo da assorbire le forze sismiche del terremoto di progetto, così da scongiurare i movimenti relativi tra elementi strutturali contigui e il conseguente pericolo di collasso prematuro della struttura.

Si inseriranno pertanto dei ritegni in acciaio per collegare i tegoli di copertura con

10. VERIFICA CONNESSIONI SISMICHE TRA ELEMENTI PREFABBRICATI

CONNESSIONE TRAVE PORTA TEGOLI – TEGOLI

Secondo quanto previsto dalle "linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici monopiano non progettati con criteri antisismici" tale soluzione può essere utilizzata per il collegamento tra trave e tegolo, inserendo nuovi connettori fatti in elementi in acciaio bullonati a trave e nervatura. In alcuni casi possono essere provvisti di dispositivi dissipatori.

La connessione tra gli elementi devono avere i seguenti requisiti:

- Impedire la perdita di appoggio della copertura della trave;
- Non modificare lo schema statico preesistente;
- Bloccare, oltre un limite prefissato, tutte le traslazioni relative tra gli elementi attraverso meccanismi di trasmissione degli sforzi possibilmente di natura isostatica;
- Ancoraggio dei dispositivi di connessione lontano dai lembi estremi degli elementi;

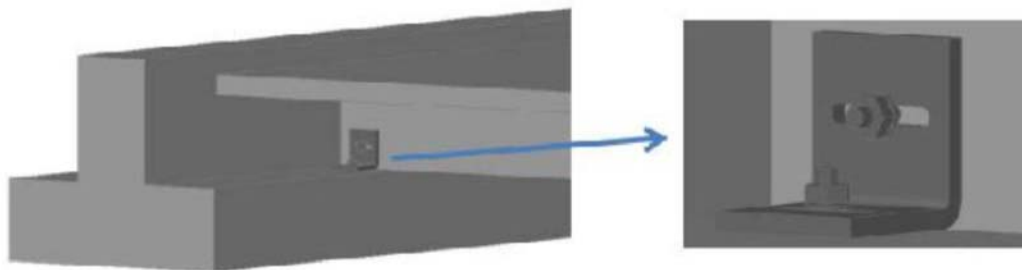


Figura 3 - Schema ancoraggio trave tegolo.

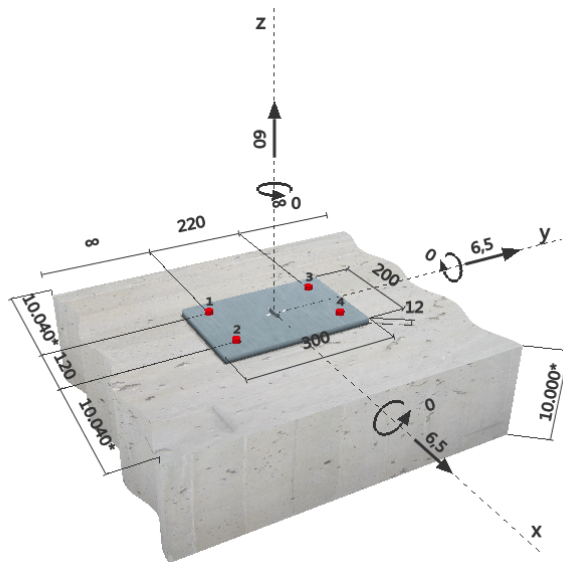
Analisi dei carichi:

- Peso tegoli = 235 daN/mq
- Carico permanente copertura = 150 daN/mq

- Peso getto di completamento (sp. 3,5 cm) = 88 daN/mq
- Area di afferenza connessione = $24,2 \text{ m} / 2 \times 1,5 / 2 = 12,85 \text{ mq}$
- $W = \text{carico sismico} = [235 + 150 + 88] \times 12,85 = 6078 \text{ daN}$
- $S_d(T_2 = 1,345 \text{ s}) = 0,1g$
- $F_h = \text{forza orizzontale sulla singola connessione} = W \cdot S_d(T_2) = 608 \text{ daN}$

VERIFICA ANCORANTI MECCANICI

- Si prescrive di utilizzare ancoranti meccanici M16 tipo HILTI HY 200-A + HIT-Z M16 o equivalente, con profondità di infissione di 170 mm.



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2, EOTA TR 045, Sezione 5.6)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	15,000	64,000	24	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	60,000	129,826	47	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	60,000	76,821	79	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

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

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s,seis}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$N_{Rk,s,seis}$ [kN]		
96,000	1,000	1,000	96,000		
$\gamma_{M,s,seis}$	$N_{Rd,s,seis}$ [kN]	$N_{Sd,s,seis}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,seis(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,s,seis, reduced}$ [kN]
1.500	64,000	15,000	1.90	1.90	64,000

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$C_{cr,Np}$ [mm]	C_{min} [mm]
207.264	82.944	24,00	288	144	10.040
$h_{ef,Helix}$ [mm]	$\psi_{c,seis}$	$\tau_{Rk,seis}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$
96	1,000	19,00	2,300	1,000	1,000
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$N_{Rk,p,seis}$ [kN]		
91,684	1,000	0,850	194,739		
$\gamma_{M,p,seis}$	$N_{Rd,p,seis}$ [kN]	$N_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,seis(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,p,seis, reduced}$ [kN]
1.500	129,826	60,000	1.90	1.90	129,826

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$S_{cr,N}$ [mm]		
455.829	257.049	254	507		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$N_{Rk,c,seis}$ [kN]	
7,200	86,641	1,000	0,750	115,231	
$\gamma_{M,c,seis}$	$N_{Rd,c,seis}$ [kN]	$N_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,seis(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,c,seis, reduced}$ [kN]
1,500	76,821	60,000	1,90	1,90	76,821

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3, EOTA TR 045, Sezione 5.6)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	2,298	10,540	22	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	9,192	66,151	14	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+***	7,267	2.455,864	1	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva) ***

$V_{Rk,s,seis}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,s,seis}$ [kN]
36,000	0,500	0,850	15,300
$\gamma_{M,s,seis}$	$V_{Rd,s,seis}$ [kN]	$V_{Sd,s,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]
1,250	12,240	2,298	3,10
			$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]
			3,60
			$V_{Rd,s,seis, reduced}$ [kN]
			10,540

***IL calcolo è valido solo per HIT-HY 200-A + HIT-Z M16 con lunghezza totale dell'ancoraggio ≤ 250 [mm] (es. HIT-HY 200-A + HIT-Z M16x250)

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
455.829	257.049	254	507	2,000	7,200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,cp,seis}^0$ [kN]	$V_{Rk,cp,seis}$ [kN]	
86,641	0,500	0,750	307,283	115,231	
$\gamma_{M,c,p,seis}$	$V_{Rd,cp,seis}$ [kN]	$V_{Sd,s,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,cp,seis, reduced}$ [kN]
1,500	76,821	9,192	3,10	3,60	66,151

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
169	16,0	1,700	0,013	0,028	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
10.040	303.400.000	453.607.200			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{s,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,227	1,096	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{seis}	$V_{Rk,c,seis}$ [kN]		
11.185,645	0,500	0,850	4.277,957		
$\gamma_{M,c,seis}$	$V_{Rd,c,seis}$ [kN]	$V_{Sd,seis}$ [kN]	$\delta_{V,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{V,seis(DLS)}$ [mm]	$V_{Rd,c,seis, reduced}$ [kN]
1,500	2.851,971	7,267	3,10	3,60	2.455,864

Il Progettista
Ing. Marco Barera

