

APPROVATO IN CONSIGLIO DI

AMMINISTRAZIONE IL 25 LUG 2014

Regione Friuli Venezia Giulia

Provincia di Udine

Comune di Udine

RESPONSABILE AREA
Ing. Giampaolo Prosci

REGIONE AUTONOMA
FRIULI VENEZIA GIULIA
SERVIZIO EDILIZIA
UDINE

000661 23 APR 14

D.R. 380/2001 DEPOSITATO
L.R. 16/2009

**REALIZZAZIONE DI UN SOPPALCO ALL'INTERNO DELLA
PALESTRA C.U.S. IN VIA DELLE SCIENZE, 100 - UDINE**

PROGETTO ESECUTIVO

**COMMITTENTE: UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE
RIPARTIZIONE TECNICA
VIA COSATTINI 29 - 33100 UDINE**

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia
Direzione centrale infrastrutture, mobilità, pianificazione territoriale e lavori pubblici
ORGANISMO TECNICO PER L'OSSERVANZA
DELLA SICUREZZA SISMICA
IL PRESENTE È STATO EMANATO IN DATA

Progetto delle strutture

- Relazione sui materiali
- Relazione geotecnica e sismica
- Relazione di calcolo / Giudizio motivato accettabilità risultati
- Relazione sulle fondazioni
- Piano di manutenzione delle opere strutturali

Udine,

7 MAG 2014

HA OTTENUTO PARERE
POSITIVO

Udine, 20.09.2013

Il progettista delle strutture

dott.ing. Andrea Craighero



directory : PC1-A:\Lorena\333-PALACUS-Soppalco

file: 333-Rel-EXE-01.doc

archiviato: ☐

0	Sett-2013	Emissione	AC	AC	
Rev.	Data	Motivazioni	Redatto	Approvato	Autorizzato

INDICE

1. RELAZIONE SUI MATERIALI.....	3
1.1 CALCESTRUZZO PER SOLETTA	3
1.2 ACCIAIO PER C.A.	3
1.3 ACCIAIO DA COSTRUZIONE	3
1.4 STRUTTURE ESISTENTI.....	4
2.A RELAZIONE GEOTECNICA.....	5
2.B RELAZIONE SISMICA.....	7
3. RELAZIONE DI CALCOLO	9
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E IPOTESI DI CALCOLO	11
3.2 ANALISI DEI CARICHI.....	12
3.2.1 nuova porzione di solaio p. 1°	12
3.2.2 solai esistenti.....	12
3.2.3 pesi propri strutturali.....	12
3.2.4 azioni ambientali.....	12
3.2.5 azioni sismiche	13
3.3 ORDITURA SECONDARIA	14
3.3.1 parapetto su filo F.....	14
3.3.2 lamiera grecata per nuovo solaio	15
3.3.3 travi rompitratta ipe 220.....	18
3.3.4 travi principali ipe 300.....	21
3.3.5 travi perimetrali unp 240.....	23
3.3.6 trave hea240 su asse 17	24
3.4 ORDITURA PRINCIPALE	25
3.4.1 descrizione organismo sismo-resistente	25
3.4.2 verifica connessioni nuova porzione di impalcato	27
3.5 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	27
4. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	28
4.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI.....	28
4.2 TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE [FILO F]	29
4.3 TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE [FILO H]	30
5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE	31
6. ESTRATTO DOCUMENTAZIONE PROGETTI PRECEDENTI	35

1. RELAZIONE SUI MATERIALI

1.1 CALCESTRUZZO PER SOLETTA

Per la nuova soletta di impalcato si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo di classe **C28/35** (resistenza cubica caratteristica a 28 gg. $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$) con le seguenti principali caratteristiche di resistenza:

f_{ck}	=	29	N/mm^2	(resistenza cilindrica caratteristica a compressione: $0.83 R_{ck}$)
R_{ck}	=	35	N/mm^2	(resistenza cubica caratteristica a compressione)
f_{cd}	=	16.4	N/mm^2	(resistenza di calcolo a compressione SLU per $\gamma_c = 1.5$; $\alpha_{cc} = 0.85$)

Cemento tipo:	325 R	Dimensione max.inerti:	12 mm
Rapporto A/C:	≤ 0.50	Classe di consistenza:	S4 fluida
Classe di esposizione:	XC1 (strutture interne protette)		
Copriferro netto:	$\geq 20 \text{ mm}$ (su armature da c.a.); $\geq 15 \text{ mm}$ (estradosso connettori)		

1.2 ACCIAIO PER C.A.

Acciaio in barre (Rif. punto 11.3.2. D.M. 14.01.2008):

Per le armature si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo **B450 C** qualificato, con le seguenti caratteristiche di resistenza:

f_{yk}	≥ 450	N/mm^2	(tens. caratteristica di snervamento)
f_{tk}	> 540	N/mm^2	(tens. caratteristica di rottura)
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15		
$(f_t/f_y)_k$	< 1.35		
$(f_y/f_{ynom})_k$	≤ 1.25		($f_{ynom} = 450 \text{ N/mm}^2$)
$(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$		(allungamento)
f_{yd}	=	391	N/mm^2 (resistenza di calcolo SLU per $\gamma_s = 1.15$)

1.3 ACCIAIO DA COSTRUZIONE

Per gli elementi di carpenteria metallica (profilati IPE-HEA-UNP-Angolari e piastrame di collegamento), si impiega un acciaio del tipo **S 275 (UNI EN 10025-2)**, con le seguenti caratteristiche principali di resistenza:

f_{yk}	=	275	N/mm^2	(tensione caratteristica di snervamento)
f_{tk}	=	430	N/mm^2	(tensione caratteristica di rottura)
f_{yd}	=	262	N/mm^2	(resistenza di calcolo SLU per $\gamma_M = 1.05$)
f_{tk}/f_{yk}	≥ 1.20			
$f_{y,max}$	$\leq 1.2 f_{yk}$			
A_5	$> 20\%$			(allungamento su provino standard)

Trattamento superficiale: zincatura a caldo e verniciatura con colore a scelta della DL.

Per i collegamenti bullonati si impiegano viti A.R. di **classe 8.8** accoppiate con dadi di classe 8.

Per le saldature si prescrive livello di qualità medio secondo norma UNI-EN-ISO 3834-3:06.

Per l'inghisaggio di barre o tasselli chimici si prescrive resina tipo HILTI-HIT-RE500 o similare.

1.4 STRUTTURE ESISTENTI

Per le strutture esistenti si fa riferimento alla documentazione di progetto originaria fornita dal Committente relativamente alla 1.a fase di intervento [*Progetto originario prot. 2272/91 a firma ing. G. Suraci; collaudo statico del prof. ing. C. Davini in data 19.07.93*] ed alla successiva fase di completamento [Progetto del 1997 a firma dell'arch. A. Vittorio e dell'ing. A. Natta].

Si richiamano qui brevemente le prescrizioni di progetto originarie (rif. DM1986):

CLS per fondazioni: $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ (resistenza cubica caratteristica a compressione)
CLS per elevazioni: $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ (resistenza cubica caratteristica a compressione)
Acciaio per c.a.: **FeB 44K** controllato in stabilimento
Acciaio per profilati: **Fe 360**
Bulloneria: **Classe 8.8 – dadi 6S**

Il Progettista delle Strutture:

dott.ing. Andrea Craighero



The stamp is circular with the text "ORDINE DEGLI INGEGNERI PROV. DI UDINE" around the perimeter. In the center, it reads "Dott. Ing. CRAIGHERO ANDREA" and "Pos. n. 1543".

Il Direttore dei Lavori:

REGIONE AUTONOMA
FRULI VENEZIA GIULIA
SERVIZIO EDILIZIA
UDINE
000661 23 APR 14
D PR 350/2001 DEPOSITATO
L.R. 16/2003

2.A RELAZIONE GEOTECNICA

Le informazioni circa la natura dei terreni interessati sono dedotte dalla Relazione geologica redatta dal dott. geol. S. della Rovere nel maggio 2011 con specifico riferimento all'intervento in esame; si è inoltre consultata la Relazione geologica redatta dal dott. U. Stefanel (luglio 2009) in occasione della recente realizzazione dell'adiacente nuovo complesso realizzato dall'ERDISU. Le risultanze delle due indagini sono comparabili e forniscono risultanze del tutto rassicuranti in merito alle caratteristiche geomeccaniche del sedime di imposta ed alla efficienza ed idoneità delle opere fondali esistenti.

Il terreno, al di sotto della coltre superficiale rimaneggiata (dell'ordine di circa 1.0 metro), presenta natura ghiaio-sabbiosa in variabile matrice limosa, con grado di addensamento e caratteristiche meccaniche medio-alte.

La falda si mantiene di norma su livelli di oltre 50 m dal p.c., con presenza di modesta falda sospesa di carattere temporaneo a circa 9÷10 m dal p.c., sostenuta da un livello poco permeabile; non si ritiene pertanto che la falda possa avere influenze significative sulle opere fondazionali in esame e, considerata anche la granulometria del sedime, si possono escludere pericoli di fenomeni di liquefazione dei terreni in caso sismico.

Per maggiori dettagli sulla geo-litologia dell'area si rimanda alle relazioni geologico-tecnico di cui sopra.

In considerazione della natura rilevata del sedime di imposta non si ritiene sussistano particolari problemi di deformazione e/o cedimenti a livello fondale. I cedimenti, anche per imposta delle fondazioni di tipo superficiale, saranno perlopiù di tipo istantaneo e risultano quindi in gran parte già scontati in occasione della costruzione originaria del fabbricato esistente; i modesti incrementi locali di pressione indotti dalla nuova porzione di solaio sono di entità contenuta e non si ritiene possano indurre cedimenti (assoluti o differenziali) o sollecitazioni di rilievo sull'organismo fondazionale esistente.

L'indagine visiva durante i sopralluoghi in sito non evidenzia inoltre segni di dissesto e/o fenomeni di instabilità in atto o potenziali delle opere fondali già eseguite nei precedenti interventi degli anni '90.

In base alle considerazioni suesposte si ritiene pertanto che il terreno di fondazione non presenti particolari problemi di natura geologica per quanto riguarda l'edificabilità, e globalmente possieda caratteristiche idonee ad assorbire le sollecitazioni trasmesse dalle opere fondazionali nella nuova configurazione di progetto.

In prospettiva sismica il terreno indagato viene classificato con **categoria del suolo B** e **categoria topografica T1**.

Si richiamano di seguito i principali parametri di interesse adottati per le successive analisi.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PORTANZA DELLE FONDAZIONI:

Sulla base delle risultanze delle indagini geologico-tecnico già citate, si assumono per i calcoli di portanza delle opere fondazionali qui in esame i parametri geotecnici dello strato ghiaio-sabbioso consistente individuato oltre lo strato rimaneggiato superficiale (oltre 1.0 m da p.c.); le fondazioni nastriformi esistenti risultano impostate a quota di oltre 1.0 m dal p.finito attuale.

La caratterizzazione geotecnica con riferimento alla tabella 6.2.11 viene di seguito riportata.

1. Strato di imposta di tipo ghiaio-sabbioso consistente: [Categoria del suolo B; cat. Topografica T1]

M1. Coefficienti parziali: $\gamma_\phi = \gamma_c = \gamma_\gamma = 1.0$.

γ	=	19.0	kN/m ³	(peso di volume unitario)
c'	=	0	kN/m ²	(coesione efficace)
ϕ	=	36°		(angolo di attrito interno "caratteristico")
E	=	40÷60	N/mm ²	(modulo di compressibilità)

M2. Coefficienti parziali: $\gamma_\phi = 1.25$; $\gamma_c = 1.25$; $\gamma_{cu} = 1.4$; $\gamma_\gamma = 1.0$.

γ	=	19.0	kN/m ³	(peso di volume unitario)
c'	=	0	kN/m ²	(coesione efficace)
ϕ	=	30°		(angolo di attrito interno "ridotto")

PORTANZA FONDAZIONI:

La valutazione della portanza limite viene effettuata considerando l'**Approccio 1** che è più conservativo [coeff. parziali **M2** (valori ridotti) per i parametri geotecnici del terreno; coefficienti parziali gruppo **A2** (SLU) per i carichi; coeff. di sicurezza parziali gruppo **R2** per le verifiche SLU fondazioni superficiali].

La portanza delle fondazioni si valuta con le usuali espressioni della Geotecnica; si assumono i seguenti parametri geotecnici di calcolo, già affetti dai relativi coefficienti parziali :

$$\begin{aligned}\gamma &= 19.0 && \text{kN/m}^3 && \text{(peso di volume unitario)} \\ c' &= 0 && \text{kN/m}^2 && \text{(coesione efficace)} \\ \phi &= 30^\circ && && \text{(angolo di attrito interno "caratteristico")}\end{aligned}$$

$$q_{flim} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot B_f \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad (\text{fondazioni nastriformi di larghezza } B_f) \quad [*]$$

[*] In relazione alla tipologia fondazionale (graticcio di travi) e della zona oggetto di intervento (zona con pilastri isolati) non risulta necessario valutare in dettaglio effetti di eccentricità o inclinazione dei carichi; le fondazioni sui pilastri isolati sono infatti soggette ad azioni orizzontali trascurabili poiché la funzione sismo-resistente viene espletata dalle numerose pareti rigide in c.a. presenti nel fabbricato.

$$\begin{aligned}D_f &\geq 1.00 \text{ m} && \text{(profondità di imposta magrone di sottofondazione)} \\ B_f &\geq 0.70 \text{ m} && \text{(larghezza impronta di fondazione sul terreno)} \\ N_c &\sim 30.1 && \text{(fattore capacità portante)} \\ N_q &\sim 18.4 && \text{(fattore capacità portante)} \\ N_\gamma &\sim 22.4 && \text{(fattore capacità portante di Vesic)}\end{aligned}$$

da cui per un coefficiente parziale $\gamma_R=1.8$ (*Approccio 1 – coeff. R2*):

$$q_{f,lim} (M2) \sim 498/1.8 \sim 277 \text{ kN/m}^2 \sim \mathbf{0.28 \text{ N/mm}^2} \quad (\text{fondazioni } B_f \geq 0.7 \text{ m})$$

utilizzando l'**Approccio 2** ed un coefficiente parziale $\gamma_R=2.3$ (*Approccio 2 – coeff. R3*) si otterrebbe con procedimento analogo:

$$q_{f,lim} (M1) \sim 1009/2.3 \sim 439 \text{ kN/m}^2 \sim \mathbf{0.44 \text{ N/mm}^2} \quad (\text{fondazioni } B_f \geq 0.7 \text{ m})$$

Il progettista delle strutture

dott.ing. Andrea Craighero



00066123 APR 14
DPR 380/2001 DEPOSITATO
L.R. 16/2009

REGIONE AUTONOMA
FRIULI VENEZIA GIULIA
SERVIZIO EDILIZIA
UDINE

2.B RELAZIONE SISMICA

Si richiamano di seguito i principali dati e parametri sismici di interesse adottati per le successive analisi.

QUADRO RIASSUNTIVO DATI E PARAMETRI PER ANALISI SISMICA:

Con riferimento al DM 14.01.2008 (NTC2008) si riassumono i principali parametri di interesse.

Località:	Comune di UDINE (UD)	
	LAT: 46.035/46.085	LONG: 13.202/13.274 (punti del reticolo)
Zonizzazione:	zona sismica 2	(rif. Delibera G.R. FVG n° 845 del 06.06.2010).
Tipo di costruzione:	2	(rif. Tab. 2.4.1 – NTC2008)
Classe d'uso:	III : $C_U = 1.5$	(rif. Tab. 2.4.2 – NTC2008)
Vita nominale:	$V_N = 50$ anni	(rif. par. 2.4.1 – NTC2008)
Periodo di riferimento:	$V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni	(rif. par. 2.4.3 – NTC2008)
Categoria del suolo:	B : $S_{S-SLV} = 1.161$	(rif. par. 3.2.2/3.2.3 – NTC2008)
Categoria topografica:	T1 : $S_T = 1.0$	(rif. par. 3.2.2/3.2.3 – NTC2008)

Parametri principali spettro di risposta elastico: (rif. par. 3.2.3 – NTC2008)

Stato Limite	TR (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (sec)
SLO	45	0.070	2.471	0.257
SLD	75	0.090	2.462	0.274
SLV	712	0.242	2.468	0.340
SLC	1462	0.321	2.467	0.357

cat. Topogr.: **T1** $S_T = 1.00$ cat. Suolo: **B**

coefficiente $S(SLV)$: **$S = S_S \cdot S_T = 1.160 \cdot 1.0 = 1.160$** (comp. orizzontale)

Valori spettrali: $S_S = 1.160$ $C_C = 1.365$ (SLV) $T_B = 0.155$ s $T_C = 0.464$ s $T_D = 2.568$ s **(SLV-oriz)**

fattore di smorzamento: $\eta = 1.0$

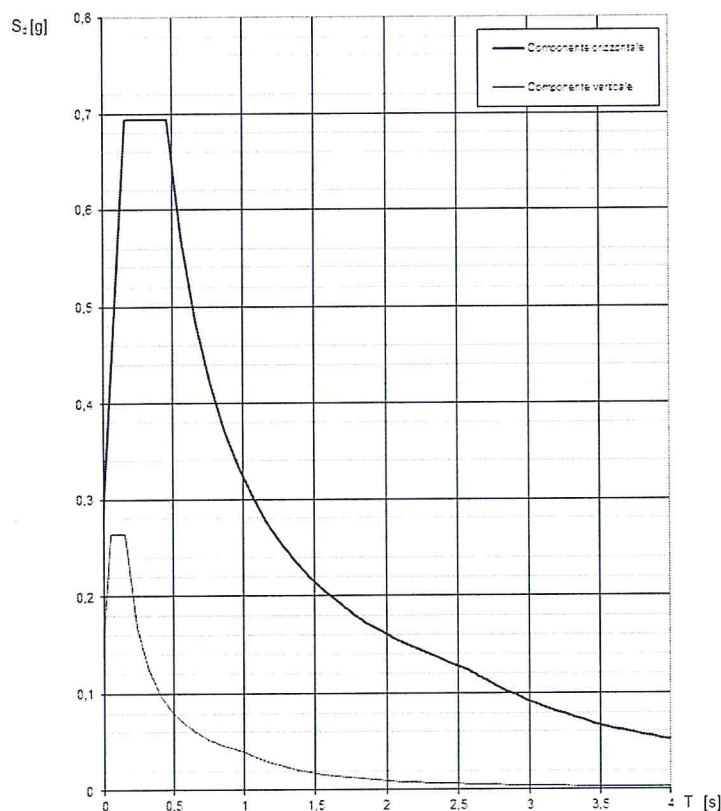
fattore di struttura: **$q = 1.0$** (comportamento non dissipativo)

spettro di risposta elastico (comp.orizzontale): $S_e(T) = a_g \cdot S^* \cdot \eta \cdot F_o \sim 0.69$ g ($T_B \leq T \leq T_C$)

Gli effetti dell'azione sismica e le combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni sono valutate in accordo al par. 2.5.3 e 3.2.4. del DM2008, ed in particolare con riferimento ai coefficienti di combinazione ψ_{2i} di seguito elencati:

$\psi_{2i} = 0.6$ (palestra: categoria C3)

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0,242 g
F_a	2,468
T_a	0,340 s
S_a	1,161
C_a	1,365
S_v	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,161
η	1,000
T_b	0,155 s
T_c	0,464 s
T_d	2,568 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_v \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{1 - (S - S_a)^2} \geq 0, S \geq 0, S \geq 1, \eta = 1, q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, § 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_a \cdot 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_a \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_d = 4,0 \cdot a_0 \cdot \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_a(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_a(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_d \quad S_a(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_d \leq T \quad S_a(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_a(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _e [g]
0,000	0,281
0,155	0,693
0,464	0,693
0,564	0,570
0,664	0,484
0,764	0,421
0,865	0,372
0,965	0,333
1,065	0,302
1,165	0,276
1,265	0,254
1,365	0,236
1,466	0,219
1,566	0,205
1,666	0,193
1,766	0,182
1,866	0,172
1,967	0,164
2,067	0,156
2,167	0,148
2,267	0,142
2,367	0,136
2,467	0,130
2,568	0,125
2,636	0,119
2,704	0,113
2,772	0,107
2,840	0,102
2,909	0,098
2,977	0,093
3,045	0,089
3,113	0,085
3,181	0,082
3,250	0,078
3,318	0,075
3,386	0,072
3,454	0,069
3,523	0,067
3,591	0,064
3,659	0,062
3,727	0,059
3,795	0,057
3,864	0,055
3,932	0,053
4,000	0,052

Il progettista delle strutture

dott.ing. Andrea Craighero



REGIONE AUTONOMA
FRULLI VENEZIA GIULIA
SERVIZIO EDILIZIA
UDINE
000661 23 APR 14
OPR 358/2001 DEPOSITATO
L.R. 16/2009

3. RELAZIONE DI CALCOLO

Oggetto della presente relazione è il calcolo statico delle opere strutturali principali relative all'esecuzione di una modesta porzione di solaio all'interno di un fabbricato esistente (Palestra CUS di via delle Scienze, 100 – Udine) di proprietà dell'Università degli Studi di Udine.

Si procede dapprima ad una breve descrizione dell'opera per giungere infine all'analisi statica ed alle relative verifiche dei principali elementi strutturali.

A. Descrizione dello stato di fatto

Trattasi di intervento che incide parzialmente su un fabbricato esistente, di seguito descritto con riferimento alle tavole 1-2 di progetto in cui viene schematicamente rappresentato lo stato di fatto della zona di interesse.

L'edificio esistente presenta forma compatta pseudo-quadrata di lato $L \sim 32.5$ m e si sviluppa su due livelli fuori terra (p. terra e primo, di altezza interna pari a circa 3.5 m) con destinazioni ad uso uffici, servizi, palestra; su un lato è presente il corpo Palestra principale che risulta strutturalmente disgiunto dal fabbricato oggetto di intervento.

La progettazione/realizzazione del complesso è avvenuta per fasi, con progetto originario a firma dell'ing. G. Suraci [**prot. 2272/1991**] e successivo progetto di parziale modifica/completamento nel 1997 a firma dell'arch. A. Vittorio e dell'ing. A. Nutta. Il progetto originario prevedeva organismo strutturale composto da telai e pareti in c.a. di varia carpenteria, solai di interpiano e copertura in latero-cemento (oltre ad una porzione di copertura a struttura metallica), fondazioni di tipo nastriforme ordite in entrambe le direzioni principali del fabbricato; la palestra principale (attualmente non interessata da interventi) presenta struttura portante verticale in c.a. e copertura metallica (capriate di luce $L \geq 30$ m ad interasse $I = 3.6$ m). Con atto di collaudo del 19.07.1993 a firma del prof. ing. C. Davini venivano formalmente collaudate le strutture della Palestra (Corpo A) e parte del fabbricato servizi (Corpo B), di cui risultavano realizzate le sole strutture fino al piano primo, ad esclusione della copertura.

Con successiva progettazione del 1997 si prevedeva il completamento del corpo B ad uso servizi, inserendo anche una serie di modifiche all'organismo strutturale originario, tra cui il completamento di alcune fondazioni, l'inserimento di pilastri e muri in c.a. e di un vano scale aggiuntivi, l'esecuzione di una porzione di tribuna (lato corpo A) con membrature metalliche e gradoni prefabbricati, la realizzazione dell'impalcato di copertura con porzioni in latero-cemento e porzioni a struttura metallica. Si prevedevano inoltre due scale metalliche di sicurezza esterne, strutturalmente indipendenti e che non assumono rilievo per le valutazioni successive. L'esecuzione di tale intervento di variante/completamento corrisponde sostanzialmente alla configurazione finale dello stato di fatto attuale.

Delle due fasi di intervento di cui sopra la Committenza ha fornito allo scrivente la documentazione progettuale disponibile, di seguito brevemente descritta:

Progetto originario 1991 (I.a fase):

- Relazione di calcolo, sui materiali e sulle fondazioni a firma ing. G. Suraci
- Tavole del progetto strutturale a firma ing. G. Suraci
- RSU con allegate prove sui materiali a firma ing. R. Pessina del 22.04.1992
- Collaudo statico a firma ing. C. Davini del 19.07.1993.

Progetto di completamento 1997 (II.a fase):

- Relazione di calcolo, sui materiali e sulle fondazioni a firma ing. A. Nutta
- Tavole del progetto strutturale a firma ing. A. Nutta

Da tale documentazione, oltre che dalle ispezioni visive *in situ*, sono state desunte le principali informazioni necessarie per la ricostruzione locale dello stato di fatto nella zona oggetto dell'intervento di seguito brevemente descritto.

B. Descrizione dell'intervento in progetto

In corrispondenza dell'ingresso del corpo servizi è presente una zona "a doppia altezza" priva di orizzontamento di piano 1°, su una superficie di circa 5.0x10.5 m. La proprietà ha elaborato un progetto che prevede la "chiusura" di tale porzione, con le finalità di realizzare un nuovo ambiente ad uso palestra a livello del piano 1°.

La soluzione iniziale prevedeva l'esecuzione di nuova struttura metallica interna (pilastri e travi in acciaio + impalcato misto tipo "HI-BOND" con lamiera collaborante) strutturalmente disgiunta dai solai esistenti, che, pur corretta da un punto di vista strettamente "formale", non pareva la più logica e razionale. Tale soluzione comporta infatti l'adozione di colonne di maggiore ingombro (e/o strutture di controvento), la necessità di allargamento/rinforzo delle fondazioni esistenti (con necessità anche di demolizioni del solaio latero-cementizio esistente di piano terra), l'adozione di giunti tecnici su strutture e finiture sull'intero perimetro, che spesso in conseguenza degli inevitabili movimenti relativi innescano fessurazioni o difetti locali, benché di valenza perlopiù estetica. Su richiesta della committenza si è valutata pertanto la possibilità di eliminare il giunto, che consente l'adozione di una soluzione più razionale ed efficiente. Sono state quindi effettuate in tal senso alcune semplici valutazioni (esplicitate meglio nel successivo par. 3.4), che, sulla base anche dell'analisi della documentazione originaria disponibile, permettono di affermare ragionevolmente che l'intervento previsto (pur in assenza di giunti) presenta comunque aspetti e caratteri migliorativi e che comunque l'organsimo sismo-resistente attuale presenta adeguati margini di sovrarresistenza per assorbire il modestissimo incremento di carichi verticali ed orizzontali con livelli di sicurezza del tutto adeguati.

Alla luce di quanto suesposto si è optato per una soluzione caratterizzata da ampia "*ridondanza strutturale*", con previsione comunque di una serie di nuove strutture metalliche di rinforzo che, benché non strettamente necessarie, conferiscono caratteristiche migliorative anche alle membrature strutturali esistenti. In tale ottica si sono quindi previsti profilati metallici UPN240 di rinforzo dei pilastri esistenti in c.a. (a questi solidarizzati mediante tasselli in modo da limitarne la snellezza nel piano debole), che garantiscono anche modalità di appoggio più sicure ed efficienti per le nuove travate portanti IPE 300 del solaio. Analogamente su 3 lati del perimetro (escluso quello sull'asse 14 che presenta parete continua in c.a. di spessore 25 cm) si prevede il posizionamento di travi metalliche di rinforzo (HEA240, UPN 240, utili anche per l'appoggio terminale del solaio in lamiera grecata), dimensionate per l'intero carico verticale di pertinenza e prescindendo quindi dalla capacità resistente nonché dalla corretta realizzazione delle travi portanti (in c.a. e/o tipo "REP") esistenti; ciò ha permesso inoltre di evitare costose ed invasive opere di demolizione ed indagine per verificare l'effettiva corrispondenza tra quanto eseguito e le relative previsioni progettuali, sia in merito alla qualità dei materiali che alla quantità e disposizione delle armature.

Per le fondazioni esistenti, non soggette ad intervento, si effettua valutazione delle massime azioni e sollecitazioni in fondazione (vd. Cap. 4) a dimostrazione dell'idoneità delle medesime anche nella nuova configurazione di progetto.

Il nuovo impalcato prevede 2 travi principali IPE300 e travi secondarie rompitratta IPE220, oltre ai già citati profili UPN240 perimetrali; sull'asse 17 si prevede inoltre profilato HEA240 posizionato all'intradosso del cordolo esistente in c.a., a sostegno delle nuove IPE rompitratta. Il solaio è del tipo misto con soletta in calcestruzzo (sp. 65 mm) su lamiera grecata collaborante (h=55 mm; sp. 10/10) e risulta intimamente connesso sia alle nuove membrature metalliche (mediante piolatura con connettori M12 tipo TECNARIA-CTF o similari) che alle strutture perimetrali in c.a. esistenti (mediante inghisaggi di barre di armatura $\phi 12/30$ cm); si realizza in tal modo una porzione di impalcato di notevole rigidezza, che contribuisce inoltre a migliorare la "regolarità in pianta" dell'orizzontamento di piano, nonché a realizzare una connessione più efficiente in prospettiva sismica ai setti portanti principali (assi 14-16-17 e filo H).

Per maggiori dettagli in merito alla geometria e tipologia dell'intervento si rimanda anche agli elaborati grafici di progetto allegati [N° 6 tavole del progetto strutturale].

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E IPOTESI DI CALCOLO

- Normativa

Il presente elaborato è redatto con riferimento alle seguenti Leggi e Normative:

- a) **L. 5 novembre 1971 n. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- b) **L. 2 febbraio 1974 n. 64** – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- c) **D.M. 14 gennaio 2008** – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- d) **Circolare 2 febbraio 2009 n.617** – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

- Ipotesi di calcolo

I calcoli sono stati condotti secondo i metodi della Scienza delle costruzioni (analisi elastica lineare) e della geotecnica (calcolo portanza fondazioni superficiali). Le verifiche sono state condotte con il metodo semiprobabilistico degli stati limite. L'intervento è situato in **zona sismica 2** (secondo Delibera G.R. FVG n° 845 del 06.06.2010). L'opera (*soppalco ad uso palestra*) va inquadrata in una **classe d'uso III** ($C_u=1.5$; $V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1.5 = 75$ anni) secondo par. 2.4. DM2008.

Per la caratterizzazione locale in prospettiva sismica, in accordo con le indicazioni della relazione geologica, si considera una **categoria del suolo B** ed una **categoria topografica T1**.

3.2 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi unitari con riferimento alle effettive stratigrafie di progetto previste, ed ai Capitoli 3. e 7. del DM 2008, nella logica del metodo S.L. adottato.

3.2.1 NUOVA PORZIONE DI SOLAIO P. 1°

incidenza orditura in acciaio (IPE300/IPE220).....	0.30 kN/m ²
lamiera grecata 10/10.	0.10 kN/m ²
nuova cappa cls. collaborante sp.medio ~9 cm.....	2.25 kN/m ²
pavimentazione legno (15÷20mm).....	0.10 kN/m ²
eventuale controsoffitto inferiore.....	0.25 kN/m ²
permanenti	gk = 3.00 kN/m²
accidentali [Cat. C3]	qk = 5.00 kN/m²
	Qk = 5.00 kN
	hk = 3.00 kN/m

3.2.2 SOLAI ESISTENTI

Si riportano di seguito i carichi unitari degli impalcati esistenti, desunti dalla documentazione di progetto originaria del 1991 a firma dell'ing. G. Suraci.

Piano terra:

permanenti	gk = 5.00 kN/m ²
accidentali [uffici/servizi]	qk = 3.50 kN/m ²

Piano primo:

permanenti	gk = 5.00 kN/m ²
accidentali [uffici/servizi]	qk = 3.50 kN/m ²
permanenti	gk = 4.00 kN/m ²
accidentali [zona palestra]	qk = 5.00 kN/m ²
permanenti	gk = 6.50 kN/m ²
accidentali [scale comuni]	qk = 5.00 kN/m ²

Piano copertura:

permanenti	gk = 0.50 kN/m ²
accidentali [porzione di copertura metallica]	qk = 0.90 kN/m ²
permanenti	gk = 3.80 kN/m ²
accidentali [zone di copertura latero-cemento]	qk = 2.00 kN/m ²

Tamponamenti:

pannelli prefabbricati+rivestimenti	gk = 3.70 kN/m ²
-------------------------------------	-----------------------------

3.2.3 PESI PROPRI STRUTTURALI

Per quanto non direttamente esplicitato e/o non valutato in automatico dal codice di calcolo, si assumono i seguenti pesi unitari in funzione delle effettive carpenterie di progetto:

$$\gamma_{kca} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{kacc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

3.2.4 AZIONI AMBIENTALI

In considerazione della tipologia di intervento (esecuzione di nuova porzione di soppalco interno a fabbricato esistente) le azioni ambientali (vento, neve, ecc...) non assumono particolare rilievo e non vengono pertanto esplicitate.

3.2.5 AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche di competenza sono valutate in funzione degli spettri di risposta elastici e dei parametri principali già richiamati nel precedente Cap. 2B, di cui si riporta un estratto e a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Con riferimento al DM 14.01.2008 (NTC2008) si riassumono i principali parametri di interesse.

Località:	Comune di UDINE (UD)	
	LAT: 46.035/46.085	LONG: 13.202/13.274 (punti del reticolo)
Zonizzazione:	zona sismica 2	(rif. Delibera G.R. FVG n° 845 del 06.06.2010).
Tipo di costruzione:	2	(rif. Tab. 2.4.1 – NTC2008)
Classe d'uso:	III : $C_U = 1.5$	(rif. Tab. 2.4.2 – NTC2008)
Vita nominale:	$V_N = 50$ anni	(rif. par. 2.4.1 – NTC2008)
Periodo di riferimento:	$V_R = V_N * C_U = 75$ anni	(rif. par. 2.4.3 – NTC2008)
Categoria del suolo:	B : $S_{S-SLV} = 1.161$	(rif. par. 3.2.2/3.2.3 – NTC2008)
Categoria topografica:	T1 : $S_T = 1.0$	(rif. par. 3.2.2/3.2.3 – NTC2008)

Parametri principali spettro di risposta elastico: (rif. par. 3.2.3 – NTC2008)

Stato Limite	TR (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (sec)
SLO	45	0.070	2.471	0.257
SLD	75	0.090	2.462	0.274
SLV	712	0.242	2.468	0.340

cat. Topogr.: **T1** $S_T = 1.00$ cat. Suolo: **B**

coefficiente $S(SLV)$: **$S = S_S * S_T = 1.160 * 1.0 = 1.160$** (comp. orizzontale)

Valori spettrali: $S_S = 1.160$ $C_C = 1.365$ (SLV) $T_B = 0.155$ s $T_C = 0.464$ s $T_D = 2.568$ s **(SLV-oriz)**

fattore di struttura: **$q = 1.0$** (comportamento non dissipativo)

spettro di progetto SLV (comp.orizzontale): $S_d(T) = 0.69$ g ($T_B \leq T \leq T_C$)

Valutazione azioni sismiche

Per una superficie di impalcato nuovo pari a circa $A_i = 50$ m², si valuta nel seguito la massa sismica di pertinenza e la corrispondente azione sismica da trasferire ai setti sismo-resistenti principali:

$$W_i = A_i * (g_k + \psi_{2i} q_k) = 50 * (300 + 0.6 * 500) = 30000 \text{ kg } [^*]$$

$\psi_{2i} = 0.6$ (zone Cat. C suscettibili di affollamento; vd. par. 2.5.3-DM2008)

La corrispondente azione sismica in ipotesi del tutto cautelativa ($q=1$) vale:

$$H_{sis} = S_d(T) * W_i * g / 1000 \leq 210 \text{ kN} \quad (\text{si approssima } g \text{ con un valore } 10 \text{ m/s}^2)$$

3.3 ORDITURA SECONDARIA

Si riporta nel seguito l'analisi/verifica degli elementi più significativi dell'orditura secondaria (parapetto, lamiera grecata, travi rompitratta e principali di impalcato).

3.3.1 PARAPETTO SU FILO F

Sul filo F è presente serramento vetrato; in assenza di certificazioni e dati certi sulla resistenza ed idoneità di tale elemento secondario ad assorbire le spinte orizzontali $h_k=3.0$ kN/m prescritte da normativa, si prevede il posizionamento di nuovo profilo tubolare a quota corrimano, opportunamente dimensionato. Tale elemento viene fissato in luce netta tra i pilastri esistenti in c.a. ($L_n \sim 3.3$ m).

A.1 Corrimano

Schema: trave $L_c \leq 3.3$ m; carico concentrato $h_k=3.0$ kN/m a quota corrimano.

Azioni: $h_d=1.5h_k=4.5$ kN/m

Geometria: tubo 76x5 : $W_{el} \geq 18$ cm³; $W_{pl} \geq 25$ cm³ (profilo in classe 1)

Dal calcolo a trave in semplice appoggio si ottiene:

$$M_{Ed} = h_d \cdot L_c^2 / 8 \sim 6.13 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = h_d \cdot L_c / 2 \sim 7.4 \text{ kN}$$

Verifica a flessione

La verifica a flessione è condotta con riferimento al momento resistente plastico della sezione, da cui:

$$M_{c,Rd} = [f_{yk} / \gamma_M] \cdot W_{pl} \sim 6.54 \text{ kNm} (\gamma_M = 1.05; \text{acciaio} \geq S275; W_{pl} \geq 25 \text{ cm}^3)$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \sim 0.94 < 1 \text{ (OK)}$$

A.2 Tasselli di ancoraggio

Schema: piatto sp. 8 mm; 2 tasselli M10 ad interasse $l_v \geq 80$ mm e distanza bordo $c \geq 120$ mm.

Azioni: $T_{Ed} \sim 7.4$ kN

Geometria: 2 tasselli M10-8.8

Per il singolo tassello si ottiene:

$$V_{Ed} = 0.5 \cdot T_{Ed} \leq 3.7 \text{ kN} \text{ (valore del tutto modesto)}$$

Verifica resistenza tasselli

$$F_{v,Rds} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} \sim 23 \text{ kN}$$

[resistenza a taglio lato acciaio]

$[\gamma_{M2}=1.25; A_{res} \geq 0.6 \text{ cm}^2; f_{tb}=800 \text{ N/mm}^2]$

$$F_{v,Rdc} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_{B,V} \cdot f_{AR,V} \cdot f_{\beta,V} = 14.6 \text{ kN}$$

[resistenza a taglio lato calcestruzzo; vd. Manuale HILTI]

$[V_{Rd,c}^0 = 3.4 \text{ kN}; f_{B,V}(R_{ck} \geq 250) \geq 1.0; f_{\beta,V}(\beta=0^\circ)=1.0]$

$[f_{AR,V}=(c/c_{min}) \cdot \sqrt{c/c_{min}} = 4.3 (c_{min}=45\text{mm}; c \geq 120\text{mm})]$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min[F_{v,Rds}; F_{v,Rdc}] = 14.6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} \sim 0.25 < 1 \text{ (OK)}$$

3.3.2 LAMIERA GRECATA PER NUOVO SOLAIO

Per la nuova porzione di impalcato si prevede solaio misto in acciaio-calcestruzzo con soletta gettata su lamiera grecata collaborante tipo BROLLO-EGB210 o similare. Si prevede in particolare lamiera di spessore 10/10, con greche di altezza $h=55$ mm disposte ad interasse di 150 mm; la soletta superiore ha spessore 65 mm per un'altezza totale del solaio pari a 120 mm. Lo schema statico è quello di trave continua su 3 appoggi, con luci laterali di circa 1.5 m e campata centrale di luce $L_c \leq 2.0$ m.

Si prescrive l'adozione di lamiera di spessore 10/10 di mm, con le seguenti caratteristiche prestazionali:

$q_k \geq 5.5 \text{ kN/m}^2$ (carico distribuito uniforme al netto del peso proprio di 1.a fase; $L_c \leq 2.0$ m)

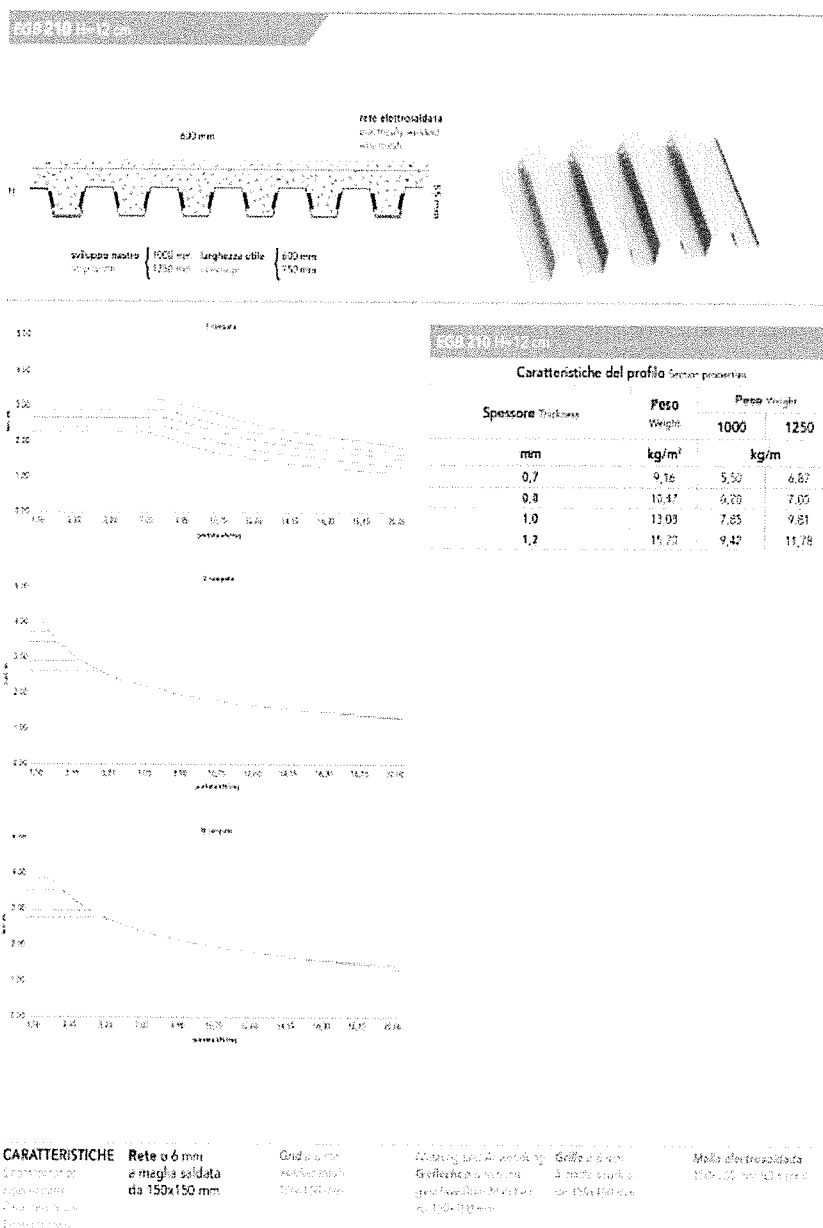
$Q_k = 5.0 \text{ kN}$ (carico concentrato, alternativo rispetto a q_k uniforme)

Sarà cura della DL verificare l'idoneità della lamiera proposta dall'appaltatore prima della relativa fornitura, nel rispetto dei requisiti di cui sopra.

A titolo indicativo si allega di seguito tabella di dimensionamento di una possibile tipologia di manto tra le molteplici disponibili sul mercato.

Solai con lamiere collaboranti

Beams with collaborating sheets
Deck mit Verdrähtblechen
Planchers avec tôles associées
Solcos con chapas colaborantes



L'approccio generale del calcolo è quello dell'Eurocodice 4 "Progettazione delle strutture acciaio-calcestruzzo". Parte 1.1 "Regole generali e regole per gli edifici".
The calculation approach is provided by the Eurocode 4 "Design of composite steel and concrete structures". Part 1.1 "General rules and rules for buildings".

EGB 210 H=12 cm														
Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m²)													
mm	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00
Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors														
0,7	2,24	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,10	1,77	1,54
0,8	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,08	1,82
1,0	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,38	2,10
1,2	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,86	2,58	2,28

EGB 210 H=12 cm														
Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m²)													
mm	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00
Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors														
0,7	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,48	2,37	2,19	2,05	1,84	1,68
0,8	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,74	2,60	2,48	2,37	2,19	2,05	1,84	1,68
1,0	3,41	3,41	3,41	3,35	3,10	2,90	2,74	2,60	2,48	2,37	2,19	2,05	1,84	1,68
1,2	3,72	3,72	3,67	3,35	3,10	2,90	2,74	2,60	2,48	2,37	2,19	2,05	1,84	1,68

EGB 210 H=12 cm														
Spessore Thickness	Sovraccarico di esercizio utile uniformemente distribuito kN/m² - Useful working overload, uniformly distributed (kN/m²)													
mm	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00
Luce massima in m per solai - Maximum span in m for floors														
0,7	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,67	2,56	2,37	2,21	1,98	1,81
0,8	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92	2,80	2,67	2,56	2,37	2,21	1,98	1,81
1,0	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,11	2,95	2,80	2,67	2,56	2,37	2,21	1,98	1,81
1,2	3,49	3,49	3,49	3,39	3,35	3,13	2,95	2,80	2,67	2,56	2,37	2,21	1,98	1,81

A) Valutazione effetti carico concentrato Qk

Dalle tabelle di cui sopra si evince che per la massima luce di calcolo prevista in progetto ($L_c \leq 2.0$ m) si ha un sovraccarico utile di esercizio $q_k \geq 10$ kN/m², del tutto adeguato per la destinazione d'uso prevista. Per uno schema a trave continua (parziale grado di vincolo alle estremità) si può valutare il momento "utile" di esercizio corrispondente ad un carico uniformemente distribuito q_k e confrontarlo con l'analoga sollecitazione indotta dal carico concentrato $Q_k=5$ kN previsto da norma.

Schema 1: trave continua $L_c \leq 2.0$ m; carico uniforme $q_k=10$ kN/m².

Sollecitazioni: $M_{Ed1} = \pm q_k \cdot L_c^2 / 10 \sim 4.0$ kNm/m (su striscia $B=1.0$ m)

Schema 2: trave continua $L_c \leq 2.0$ m; carico concentrato $Q_k=5$ kN.

Sollecitazioni: $M_{Ed2} = \pm Q_k \cdot L_c / 6 \sim 1.67$ kNm/m (su striscia $B=1.0$ m)

Verifica M: Dal confronto delle sollecitazioni tra i 2 schemi si evince che la sollecitazione dovuta al carico concentrato corrisponde a quella del carico distribuito per una larghezza effettiva pari a:

$$B_{eff} = M_{Ed2} / M_{Ed1} = 1.67 / 4 \sim 0.42 \text{ m (larghezza che corrisponde a circa 3 "greche").}$$

In virtù dello spessore della soletta superiore (65 mm), nonché dell'armatura $\phi 8/15 \times 15$ disposta (sensibilmente maggiore di quella consigliata da tutti i produttori di lamiera collaboranti), si ritiene che l'impalcato in esame sia del tutto idoneo ad assorbire anche le sollecitazioni indotte da eventuali carichi concentrati locali, per i quali, come visto, risulta sufficiente la collaborazione di 3 nervature longitudinali.

Azioni di taglio: Per la verifica a taglio in condizioni SLU si assume l'ipotesi particolarmente gravosa che l'intero carico Q_k sia affidato ad un singolo appoggio (oltre alla quota parte di azioni permanenti). Con tale ipotesi si hanno le seguenti sollecitazioni massime:

$$V_g = 1.3g_k \cdot L_c / 2 = 3.9 \text{ kN/m (azioni permanenti per } B=1.0 \text{ m di soletta).}$$

$$V_Q = 1.5Q_k = 7.5 \text{ kN (effetto carico concentrato).}$$

Ripartendo il carico concentrato (impronta 50 mm) dal p.finito attraverso lo spessore della soletta si ottiene una larghezza minima collaborante $B_{\text{Eff}} \geq 50 + 2 \cdot (15 + 65) = 210 \text{ mm}$, che corrisponde indicativamente a 2 nervature in cls. (2 "greche"). Il taglio di verifica allo SLU da affidare alla singola nervatura vale pertanto:

$$V_{\text{Ed}} = 0.15V_g + 0.5V_Q \sim 4.3 \text{ kN (taglio di calcolo su singola greca).}$$

Verifica T: Il taglio resistente per la singola nervatura in calcestruzzo vale:

$$V_{\text{Rd,max}} = [0.18k(100\rho \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} / \gamma_c] \cdot B \cdot d \sim 5.0 \text{ kN} > V_{\text{Ed}}$$

[con: $k=1+\sqrt{200/d} \sim 2.0$; $f_{\text{ck}} \sim 29 \text{ N/mm}^2$; $\rho > 1.0\%$; $\gamma_c=1.5$; $B \sim 75 \text{ mm}$; $d \sim 92 \text{ mm}$]

$$FS = V_{\text{Ed}} / V_{\text{Rd}} = 0.86 < 1 \text{ (OK)}$$

B) Valutazione deformabilità SLE

In virtù dello schema statico adottato (continuità su più campate) nonché della modesta "snellezza" del solaio ($L/H=195/12 \sim 16$), non si ritiene necessario effettuare valutazioni di dettaglio sulla deformabilità locale dell'impalcato, che risulta sicuramente contenuta entro i limiti usualmente adottati per tale tipologia.

3.3.3 TRAVI ROMPITRATTA IPE 220

A sostegno della soletta in acciaio-calcestruzzo si prevedono 2 allineamenti di travi rompitratta IPE220, poste ad interasse $l_t \leq 2.0$ m e ordite su luci $L_c \leq 3.6$ m. Sulle travi la lamiera grecata risulta passante e si dispone 1 connettore M12/150 mm (in corrispondenza delle greche) per una miglior connessione tra soletta e travi e con notevole contributo migliorativo alla resistenza e rigidezza di tali membrature; nell'analisi viene in via del tutto prudentemente trascurata tale collaborazione e si effettuano nel seguito le verifiche sulla sola membratura metallica.

A) Sollecitazioni e verifiche SLU

La verifica viene effettuata in regime di flessione retta e schema di semplice appoggio; lo svergolamento risulta impedito dalla connessione con la soletta rigida superiore.

Schema statico:	Trave in semplice appoggio $L_c \leq 3.6$ m; $L_{inf} \sim 1.9$ m
Geometria:	profilato IPE 220 con soletta collaborante (trascurata)
Materiali:	acciaio $\geq S235$ ($f_{yk} = 235$ N/mm ² ; $E_f = 206000$ N/mm ²)
Azione di calcolo SLU	$g_k = 3.0$ kN/m ² , $q_k = 5.0$ kN/m ² (carichi unitari solaio) $p_d = L_{inf} \cdot (1.3g_k + 1.5q_k) \leq 22$ kN/m (azione di calcolo SLU) $M_{Ed} \leq p_d \cdot L_c^2 / 8 = 35.6$ kNm $T_{Ed} \leq p_d \cdot L_c / 2 \leq 40$ kN
Parametri sezione:	$A = 33.3$ cm ² ; $J_{x,y} = 2772/205$ cm ⁴ ; $W_{el} = 252$ cm ³ ; $W_{pl} = 285$ cm ³ ; $i_{min} = 2.48$ cm
Verifica a flessione:	Operando a favore di sicurezza in campo elastico si ottiene: $M_{Rd} = f_{yk} \cdot W_{el} / \gamma_M \sim 56.4$ kNm (momento resistente; $\gamma_M = 1.05$) $M_{Ed} / M_{Rd} \sim 0.63 < 1$ (OK) Considerando anche la soletta collaborante si ha (vd. figure allegate): $M_{Rd} \geq 99.3$ kNm (sezione mista) $M_{Ed} / M_{Rd} \sim 0.36 < 1$ (OK)
Verifica a taglio:	Considerando la sola sezione metallica si ottiene $V_{Rd} = (f_{yk} / \sqrt{3}) A_v / \gamma_M \sim 167$ kN (taglio resistente; $\gamma_M = 1.05$) $T_{Ed} / V_{Rd} \sim 0.24 < 1$ (OK)
Analisi con sez.mista:	Si allega in forma grafica analisi/verifica della trave con soletta collaborante (connettori tipo TECNARIA-CTF-M12/h105 o similari).

Tecnaria Acciaio (file: IPE220.tecnaria322)

File Opzioni Internet Solai esistenti Diapason Guida		Disegni Risultati	
<p>Lavoro</p> <p>Progetto: PALACUS</p> <p>Progettista: A-Craighero</p> <p>Solaio: Palestra IPE200</p> <p>Dati geometrici</p> <p>Luce di calcolo: 360 cm</p> <p>Interasse travi b: 190 cm</p> <p>Spessore soletta hc: 6.5 cm</p> <p>Profilo metallico: IPE 220</p> <p><input type="radio"/> Soletta diretta o su lamiera parallela</p> <p><input checked="" type="radio"/> Soletta su lamiera trasversale alla trave</p> <p>Trave puntellata: <input type="checkbox"/></p> <p>Tipo EGB 210 Marcegaglia</p> <p>Altezza lamiera hp: 5.5 cm</p> <p>Interasse bd: 15 cm</p> <p>Larghezza b0: 7.5 cm</p> <p>Larghezza bInf: 6.1 cm</p> <p>Base raccordo br: 15 cm</p> <p>Raccordo staffato: <input type="checkbox"/></p>		<p>Materiali</p> <p>CONNETTORI: <input checked="" type="radio"/> CTF <input type="radio"/> DIAPASON</p> <p>Barre: <input type="checkbox"/></p> <p>Acciaio: S235 - Fe360</p> <p>Calcestruzzo: C28/35</p> <p>Carichi e Deformabilità</p> <p>Peso proprio: 2.51 kN/mq</p> <p>Altri di 1° fase: 0.5 kN/mq</p> <p>Sottofondo: 0 kN/mq</p> <p>Pavimento: 0.1 kN/mq</p> <p>Tramezzi: 0.4 kN/mq</p> <p>Altri permanenti: 0 kN/mq</p> <p>Var: Sale da ballo/Palestre/Musei</p> <p>5 kN/mq</p> <p>Limiti di deformabilità (vedi guida)</p> <p>Travi con tramezzi non protette</p> <p>Inflessione 2° fase = $L / 400$</p> <p>Inflessione finale = $L / 500$</p>	

SOLETTA SOPRA LAMIERA GRECATA TRASVERSALE ALLA TRAVE

h conn = 105

Armatura trasversale

Soletta collaborante

hc = 65

hp = 55

ha = 220

b = 1900

bd = 150

b0 = 75

b inf = 61

Profilo metallico

Connettore Tecnaria

Profilo

ha: 220.0

bf sup: 110.0

tf sup: 9.2

bf inf: 110.0

tf inf: 9.2

tw: 5.9

Misure in mm

B) Verifich SLE

Trave in semplice appoggio $L_c \leq 3.6$ m; $L_{inf} \sim 1.9$ m

acciaio $\geq S235$ ($f_{yk}=235$ N/mm²); $E_f=206000$ N/mm²

$g_k=3.0 \text{ kN/m}^2$, $q_k=5.0 \text{ kN/m}^2$ (carichi unitari solai)

$$p_k = L_{inf}^*(1.0g_k + 1.0q_k) \leq 15.2 \text{ kN/m (azione di calcolo SLE)}$$

IPE 220 : $J_y = 2772 \text{ cm}^4$

$u_{tot} \sim 0.57 \text{ cm} \sim L_c/631$ (OK) (deformazione totale: solo trave acciaio)

$u_{tot} \sim 0.32 \text{ cm} \sim Lc/1125 \text{ (OK)}$ (deformazione totale: sezione mista)

$u_{qk} \sim 0.10 \text{ cm}$ (deformazione per solo carico variabile q_k con sez. mista)

$f_0 \geq 17 \text{ Hz} \gg 3.0 \text{ (OK)}$ (frequenza fondamentale naturale)

La deformabilità delle membrature in esame risulta ampiamente contenuta entro i limiti usualmente accettati; anche la frequenza propria della trave risulta molto superiore alla frequenza "critica" dovuta all' eccitazione periodica verticale di pedoni o persone in leggera corsa (range $\sim 1.5\text{--}3$ Hz), a garanzia di un adeguato livello di "comfort" del locale ad uso palestra.

C) Verifica collegamenti principali

C.1 Connessione IPE220-IPE300 [DET-4]

Schema statico:	Cerniera
Geometria:	2 piatti 140x170x6; 2 bulloni M16 ad interassi $lv=110$ mm; $lh=75$ mm
Materiali:	acciaio S275 ($f_{yk}=275$ N/mm ²); bulloni classe 8.8 ($f_{tb}=800$ N/mm ²)
Azione di calcolo SLU	$V_{Ed} \leq 40$ kN (taglio); $M_{Ed} \leq V_{Ed} \cdot lh = 3.0$ kNm (effetto eccentricità)
Verifica bullonatura:	2 bulloni M16/8.8 a 2 piani di taglio $V_{Ed1} = V_{Ed}/2 = 20$ kN (verticale); $H_{Ed,1} = M_{Ed} / lv = 27.3$ kN (orizzontale) $N_{b,Ed} = \sqrt{(V_{Ed1}^2 + H_{Ed1}^2)} \leq 34$ kN (azione massima su singolo bullone)
Taglio:	$N_{V,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} \sim 60$ kN (1 piano di taglio) $[\gamma_{M2}=1.25; A_{res}=1.57$ cm ² ; $f_{tb}=800$ N/mm ²] $N_{b,Ed} / N_{V,Rd} \sim 0.57 < 1$ (OK)
Rifollamento:	$N_{rif,Rd} = \alpha \cdot k \cdot f_{lk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} \sim 47$ kN $[\gamma_{M2}=1.25; \alpha=0.58; k=2.5; d=16$ mm; $t=5.9$ mm; $f_{lk}=430$ N/mm ²] $N_{b,Ed} / N_{rif,Rd} \sim 0.72 < 1$ (OK)

C.2 Connessione IPE220-travi c.a. [DET-5 e DET-7]

Schema statico:	Cerniera; mensola metallica ancorata a strutture esistenti in c.a.
Geometria:	Sella scatolare sp. 10 mm; 3+2 tasselli M16 ad interassi $lv=150$ mm
Materiali:	acciaio S275 ($f_{yk}=275$ N/mm ²); bulloni classe 8.8 ($f_{tb}=800$ N/mm ²)
Azione di calcolo SLU	$V_{Ed} \leq 40$ kN (taglio); $M_{Ed} \leq V_{Ed} \cdot 0.1 = 4.0$ kNm (effetto eccentricità appoggio)
Schema:	Piastra sollecitata a taglio+flessione; 3+2 tasselli M16 ($lv=150$ mm; $lt \geq 100$ mm);
Parametri sezione:	Flangia B=260 mm; H=300 mm; $H_{ut}=260$ mm; $Z=0.9H_{ut} \sim 230$ mm (braccio coppia interna)
Azioni su barre:	L'azione tagliante viene affidata prudenzialmente ai soli 4 tasselli esterni $T_{b,Ed} = V_{Ed} / 4 = 10$ kN/barra ($T_{b,Ed} = V_{Ed} / 5 = 8$ kN per 5 tasselli resistenti) L'azione di trazione sui 3 tasselli superiori vale: $N_{b,Ed} = 0.333 \cdot (M_{Ed} / Z) \leq 6$ kN/barra
Verifica tasselli:	tasselli HSA M16 + HIT-RE500 : $A = 2.01$ cm ² ; $A_{res} \sim 1.57$ cm ² (su filettatura)
Trazione	$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_{T,N} \cdot f_{B,N} \cdot f_{A,N} \cdot f_{R,N} \sim 24$ kN (resistenza rispetto alla rottura del cls) $N_{Rd,c}^0 = 34.7$ kN $f_T(L_{infissione} \geq 125$ mm, $h_{nom}=125$ mm) = $L_{infissione}/h_{nom}=1.0$ $f_{B,N}(R_{ck} > 250) = 1.0$ $f_{A,N}(\text{interasse } s \geq 10 \text{ cm}) = 0.70$ $f_{R,N}(\text{distanza dal bordo } c \geq 15 \text{ cm}) = 1.00$ $N_{Rd,s} \geq 48.1$ kN (resistenza di progetto a trazione rispetto al cedimento dell'acciaio) $N_{Rd} = \min[N_{Rd,c}, N_{Rd,s}] = 24$ kN (resistenza di progetto finale a trazione) $N_{b,Ed} / N_{Rd} \sim 0.25 < 1$ (OK)
Taglio	$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_{B,V} \cdot f_{AR,V} \cdot f_{\beta,V} = 14.7$ kN (resistenza a taglio lato calcestruzzo) $V_{Rd,c}^0 = 6.7$ kN $f_{B,N}(R_{ck} > 250) = 1.0$ $f_{AR,V} = (c/c_{min}) \cdot \sqrt{c/c_{min}} = 2.2$ ($c_{min}=65$ mm; $c \geq 110$ mm) $f_{\beta,V}$ (direzione carico) = 1.00 $V_{Rd,s} \geq 34.6$ kN (resistenza di progetto a trazione rispetto al cedimento dell'acciaio) $V_{Rd} = \min[V_{Rd,c}, V_{Rd,s}] = 14.7$ kN (resistenza di progetto finale a taglio) $V_{b,Ed} / V_{Rd} \sim 0.68 < 1$ (OK)
Verifica flangia:	Per una distanza dei tasselli superiori $D_y \sim 3.0$ cm dalla nervatura saldata, si ha una sollecitazione flettente complessiva locale pari a: $M_{Ed} = N_{b,Ed} \cdot D_y \sim 0.18$ kNm Per una sezione resistente di larghezza $B \geq 6$ cm e spessore $h \geq 10$ mm si ottiene il seguente momento resistente elastico: $M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} \sim 0.26$ kNm [$\gamma_{M1}=1.05$; $W=B \cdot h^2/6$; $f_{yk} \geq 275$ N/mm ²] $M_{Ed} / M_{Rd} \sim 0.70 < 1$ (OK)

3.3.4 TRAVI PRINCIPALI IPE 300

A sostegno delle travi rompitratta IPE220 si prevedono sugli assi 15 e 16 travi IPE300, poste ad interasse $l_t \leq 3.6$ m e ordite su luce $L_c \leq 5.0$ m. Sulle travi la lamiera grecata risulta interrotta e si dispongono 2 connettori M12/150+300 mm per una miglior connessione tra soletta e travi e con notevole contributo migliorativo alla resistenza e rigidità di tali membrature; nell'analisi viene in via del tutto prudente trascurata tale collaborazione e si effettuano nel seguito le verifiche sulla sola membratura metallica.

A) Sollecitazioni e verifiche SLU

La verifica viene effettuata in regime di flessione retta e schema di semplice appoggio; lo svergolamento risulta impedito dalla connessione con la soletta rigida superiore e con le IPE220 rompitratta.

Schema statico:	Trave in semplice appoggio $L_c \leq 5.0$ m; $L_{inf} \sim 3.6$ m
Geometria:	profilato IPE 300 con soletta collaborante (trascurata)
Materiali:	acciaio S275 ($f_{yk} = 275$ N/mm ²); $E_t = 206000$ N/mm ²
Azione di calcolo SLU	$g_k = 3.0$ kN/m ² , $q_k = 5.0$ kN/m ² (carichi unitari solaio) $p_d = L_{inf} \cdot (1.3g_k + 1.5q_k) = 41$ kN/m (azione di calcolo SLU) $M_{Ed} \leq p_d \cdot L_c^2 / 8 = 128.1$ kNm $T_{Ed} \leq p_d \cdot L_c / 2 \leq 103$ kN
Parametri sezione:	$A = 53.8$ cm ² ; $J_{x,y} = 8356/604$ cm ⁴ ; $W_{el} = 557$ cm ³ ; $W_{pl} = 628$ cm ³ ; $i_{min} = 3.35$ cm
Verifica a flessione:	Operando a favore di sicurezza in campo elastico si ottiene: $M_{Rd} = f_{yk} \cdot W_{el} / \gamma_M \sim 146$ kNm (momento resistente; $\gamma_M = 1.05$) $M_{Ed} / M_{Rd} \sim 0.88 < 1$ (OK) Considerando anche la soletta collaborante si ha (vd. figure allegate): $M_{Rd} \geq 230$ kNm (sezione mista) $M_{Ed} / M_{Rd} \sim 0.56 < 1$ (OK)
Verifica a taglio:	Considerando la sola sezione metallica si ottiene $V_{Rd} = (f_{yk} / \sqrt{3}) A_v / \gamma_M \sim 322$ kN (taglio resistente; $\gamma_M = 1.05$) $T_{Ed} / V_{Rd} \sim 0.32 < 1$ (OK)
Analisi con sez. mista:	Si allega in forma grafica analisi/verifica della trave con soletta collaborante (connettori tipo TECNARIA-CTF-M12/h105 o similari).

TecnariaAcciaio (file: IPE300.tecnaria322)

File Opzioni Internet Solai esistenti Diapason Guida		Disegni Risultati	
<p>Lavoro</p> <p>Progetto: PALACUS</p> <p>Progettista: A. Craighero</p> <p>Solaio: IPE300</p>		<p>Materiali</p> <p>CONNETTORI: <input checked="" type="radio"/> CTF <input type="radio"/> DIAPASON</p> <p>Barre: <input type="radio"/> <input type="radio"/> <input type="radio"/> <input type="radio"/></p> <p>Acciaio: S275 - Fe430</p> <p>Calcestruzzo: C28/35</p>	
<p>Dati geometrici</p> <p>Luce di calcolo: 500 cm</p> <p>Interasse travi: b = 360 cm</p> <p>Spessore soletta: hc = 6.5 cm</p> <p>Profilo metallico: IPE 300</p>		<p>Carichi e Deformabilità</p> <p>Peso proprio: 1.73 kN/mq</p> <p>Altri di 1° fase: 1.3 kN/mq</p> <p>Sottofondo: 0 kN/mq</p> <p>Pavimento: 0.5 kN/mq</p> <p>Tramezzi: 0 kN/mq</p> <p>Altri permanenti: 0 kN/mq</p> <p>Var: Sale da ballo, Palestre, Musei</p> <p>5 kN/mq</p>	
<p><input checked="" type="radio"/> Soletta diretta o su lamiera parallela</p> <p><input type="radio"/> Soletta su lamiera trasversale alla trave</p> <p>Trave puntellata: <input type="checkbox"/></p> <p>Tipi ASS/PAGG HI-Bond Metecno</p> <p>Altezza raccordo hp: 5.5 cm</p> <p>Interasse bd: 15 cm</p> <p>Larghezza b0: 7.5 cm</p> <p>Larghezza bInf: 6.15 cm</p> <p>Base raccordo br: 15 cm</p> <p>Raccordo staffato: <input type="checkbox"/></p>		<p>Limite di deformabilità (vedi guida)</p> <p>Solai che supportano colonne</p> <p>Inflessione 2° fase = $L / 500$</p> <p>Inflessione finale = $L / 400$</p>	
<p>SOLETTA PIENA: TRAVE CON RACCORDO</p> <p>h conn = 105 Armatura trasversale Connettore Tecnaria</p> <p>hc = 65 hp = 65 br = 150 ha = 300</p> <p>b = 3600</p> <p>Eventuale cassero o riempimento</p> <p>SOLETTA PIENA: TRAVE PRINCIPALE CON LAMIERA GRECATA PARALLELA</p> <p>hc = 65 hp = 55 br = 150</p> <p>Profilo: ha: 300.0 bf sup: 150.0 tf sup: 10.7 bf inf: 150.0 tf inf: 10.7 tw: 7.1</p> <p>Misure in mm</p> <p>N.b.: viene evidenziata nel disegno la parte strutturale calcolata; il peso di tutte le altre parti (disegnate in chiaro) va aggiunto tra i carichi "Altri carichi di 1° fase".</p>			

TecnariaAcciaio (file: IPE300.tecnaria322)

File Opzioni Internet Solai esistenti Diapason Guida

Calcola

Lavoro
Progetto: PALACUS
Progettista: A. Craighero
Solaio: IPE300

Dati geometrici
Luce di calcolo: 500 cm
Interasse travi b: 360 cm
Spessore soletta hc: 6.5 cm
Profilo metallico: IPE 300

Soletta diretta o su lamiera parallela
Soletta su lamiera trasversale alla trave
Trave puntellata

Tipo A55/3000 Hi-Bond Metaleon

Altezza raccordo hp: 5.5 cm
Interasse bd: 15 cm
Larghezza b0: 7.5 cm
Larghezza bInf: 6.15 cm
Base raccordo br: 15 cm
Raccordo staffato

Materiali
CONNETTORI: CTF DIAPASON
Barre: S275 - Fe430
Acciaio: S275 - Fe430
Calcestruzzo: C28/35

Carichi e Deformabilità
Peso proprio: 1.73 kN/mq
Altri di 1° fase: 1.3 kN/mq
Sottofondo: 0 kN/mq
Pavimento: 0.5 kN/mq
Tramezzi: 0 kN/mq
Altri permanenti: 0 kN/mq
Var: Sale da ballo/Palestre/Musei
5 kN/mq

Limiti di deformabilità (vedi guida)
Solai che supportano colonne
Inflexione 2° fase = L / 500
Inflexione finale = L / 400

Disegni Risultati

Fase 1 - Trave in acciaio in semplice appoggio - Stato Limite Ultimo
Verifica Momento: 0.27 Verifica Taglio: 0.11
Fase 1+2 Trave acciaio-clt in semplice appoggio - Stato Limite Ultimo
Classe: 1 Beff (cm): 125.0 MED (kNm): 137.1 Verifica Momento: 0.60
Calcolo Plastico x (cm): 11.5 MRd (kNm): 230.1 Verifica Taglio: 0.34

Fase 1+2 Trave acciaio-clt - Stato Limite Ultimo - CONNESSIONE
Altezza conn.: 10.5 cm Distribuzioni ammesse: L (cm) n.conn. passo (cm)
Connettore duttile Uniforme: 500 56 8.9
Resistenza Pd k: 30.6 kN Variabile:
n: 37 k: 1.00 Quarto di trave a sx: 125 14 8.9
nf: 92 Metà centrale: 250 9 31.3
ne: 30 Quarto di trave a dx: 125 14 8.9
37

Fase 1+2 Trave acciaio-clt - Stato Limite di Servizio
Delta 0 (mm): 0.0 x el. (cm): 14.0 Frequenza:
Delta 1 (mm): 5.1 + 0.2 n (Coeff. omo.): 13.0 10.2 Hz
Delta 2 (mm): 2.9 = L / 1750 i: 1.00
Delta ritiro (mm): 0.0 Rete (cm2/m): 2.89
Delta max (mm): 8.1 = L / 614 Staffe (cm2/m): -

cata continua od interrotta adeguatamente fissata ... (continua)
era grecata.

B) Verifiche SLE

Schema statico: Trave in semplice appoggio $L_c \leq 5.0$ m; $L_{inf} \sim 3.6$ m
Materiali: acciaio S275 ($f_{yk} = 275$ N/mm²); $E_f = 206000$ N/mm²
Azione di calcolo SLE $g_k = 3.0$ kN/m², $q_k = 5.0$ kN/m² (carichi unitari solaio)
 $p_k = L_{inf} \cdot (1.0g_k + 1.0q_k) \leq 29$ kN/m (azione di calcolo SLE)
Geometria: IPE 300 : $J_x = 8356$ cm⁴
Verifica freccia: $u_{tot} \sim 1.34$ cm $\sim L_c/373$ (OK) (deformazione totale: solo trave acciaio)
 $u_{tot} \sim 0.81$ cm $\sim L_c/617$ (OK) (deformazione totale: sezione mista)
 $u_{qk} \sim 0.29$ cm (deformazione per solo carico variabile q_k con sez. mista)
Verifica vibrazioni: $f_o \geq 10$ Hz $\gg 3.0$ (OK) (frequenza fondamentale naturale)

La deformabilità delle membrature in esame risulta contenuta entro i limiti usualmente accettati; anche la frequenza propria della trave risulta molto superiore alla frequenza "critica" dovuta all'eccitazione periodica verticale di pedoni o persone in leggera corsa (range $\sim 1.5 \div 3$ Hz), a garanzia di un adeguato livello di "comfort" del locale ad uso palestra.

C) Verifica collegamenti principali

Le travi principali sono direttamente appoggiate sui profilati UPN 240 posti in aderenza ai pilastri esistenti in c.a. e non richiedono particolari analisi o verifiche (vedi DET-3); in asse-travi vengono comunque previste 2 perforazioni armate aggiuntive alle due estremità per adeguata connessione della cappa in cls., ad integrazione di quelle perimetrali correnti.

3.3.5 TRAVI PERIMETRALI UNP 240

Sugli allineamenti F ed H si prevede il posizionamento di profilati UNP 240 a sostegno della lamiera grecata ed a rinforzo delle strutture portanti esistenti, ordite su luce netta $L_c \leq 3.4$ m. Su tali travi si dispongono connettori M12/150 mm per una miglior connessione con la soletta e con notevole contributo migliorativo alla resistenza e rigidezza complessiva; nell'analisi viene in via del tutto prudenziale trascurata la resistenza di travi e cordoli esistenti in c.a. e si affida l'intera azione di progetto ai profilati di nuova esecuzione (che risultano intimamente connessi alle strutture esistenti in c.a. mediante tasselli M16/400 cm e mediante le perforazioni armate di ancoraggio della nuova cappa armata). Si esamina il filo H, che rappresenta il caso più gravoso.

A) Sollecitazioni e verifiche SLU

La verifica viene effettuata in regime di flessione retta e schema di semplice appoggio; lo svergolamento risulta impedito dalla connessione con la soletta rigida superiore e con le travi esistenti in c.a..

Schema statico:	Trave in semplice appoggio $L_c \leq 3.4$ m; $L_{inf} \sim 2.3/0.8$ m (vecchio/nuovo solaio)
Geometria:	profilato UNP 240 con soletta collaborante (trascurata)
Materiali:	acciaio S275 ($f_{yk} = 275$ N/mm ²); $E_f = 206000$ N/mm ²
Azione di calcolo SLU	$g_{k1} = 3.0$ kN/m ² , $q_{k1} = 5.0$ kN/m ² (carichi unitari solaio nuovo) $g_{k2} = 5.0$ kN/m ² , $q_{k2} = 3.5$ kN/m ² (carichi unitari solaio esistente) $g_{k3} = 7.5$ kN/m (peso proprio trave+parapetto c.a. esistente) $g_k = g_{k1} \cdot 0.8 + g_{k2} \cdot 2.3 + g_{k3} \sim 22$ kN/m $q_k = q_{k1} \cdot 0.8 + q_{k2} \cdot 2.3 \sim 12$ kN/m $p_d = (1.3g_k + 1.5q_k) \leq 47$ kN/m (azione di calcolo SLU) $M_{Ed} \leq p_d \cdot L_c^2 / 8 = 68$ kNm $T_{Ed} \leq p_d \cdot L_c / 2 \leq 80$ kN
Parametri sezione:	$A = 42.3$ cm ² ; $J_{x,y} = 3600/248$ cm ⁴ ; $W_{el} = 300$ cm ³ ; $i_{min} = 2.42$ cm
Verifica a flessione:	<p>Operando a favore di sicurezza in campo elastico si ottiene:</p> $M_{Rd} = f_{yk} \cdot W_{el} / \gamma_M \sim 78.5$ kNm (momento resistente; $\gamma_M = 1.05$) $M_{Ed} / M_{Rd} \sim 0.87 < 1$ (OK)
	La verifica di cui sopra risulta del tutto conservativa alla luce della sostanziale "ridondanza strutturale" della nuova configurazione di progetto (presenza di trave/cordolo in c.a. e connessione tra UPN e soletta cls., contributi entrambi trascurati nella valutazione della rigidezza complessiva).
Verifica a taglio:	<p>Considerando la sola sezione metallica si ottiene</p> $V_{Rd} = (f_{yk} / \sqrt{3}) A_v / \gamma_M \sim 340$ kN (taglio resistente; $\gamma_M = 1.05$) $T_{Ed} / V_{Rd} \sim 0.24 < 1$ (OK)

B) Verifica SLE

Schema statico:	Trave in semplice appoggio $L_c \leq 3.4$ m; $L_{inf} \sim 2.3/0.8$ m (vecchio/nuovo solaio)
Materiali:	acciaio S275 ($f_{yk} = 275$ N/mm ²); $E_f = 206000$ N/mm ²
Azione di calcolo SLE	$g_{k1} = 3.0$ kN/m ² , $q_{k1} = 5.0$ kN/m ² (carichi unitari solaio nuovo) $g_{k2} = 5.0$ kN/m ² , $q_{k2} = 3.5$ kN/m ² (carichi unitari solaio esistente) $g_{k3} = 7.5$ kN/m (peso proprio trave+parapetto c.a. esistente) $g_k = g_{k1} \cdot 0.8 + g_{k2} \cdot 2.3 + g_{k3} \sim 22$ kN/m $q_k = q_{k1} \cdot 0.8 + q_{k2} \cdot 2.3 \sim 12$ kN/m
Geometria:	UNP 240 : $J_x = 3600$ cm ⁴
Verifica freccia:	$u_{tot} \sim 0.78$ cm $\sim L_c / 435$ (OK) (deformazione totale: solo trave acciaio)

La deformabilità delle membrature in esame risulta contenuta entro i limiti usualmente accettati, pur nelle ipotesi particolarmente conservative di trascurare il contributo alla rigidezza della nuova soletta superiore, nonché quello della trave/cordolo esistente in c.a..

3.3.6 TRAVE HEA240 SU ASSE 17

Sull'asse di progetto 17 è presente cordolo perimetrale in c.a. ordito parallelamente al solaio esistente in latero-cemento; a sostegno delle 2 travi IPE220 soprinterrate della nuova porzione di impalcato si prevede il posizionamento all'intradosso del solaio di nuova trave metallica HEA240, a cui prudenzialmente si affidano tutti i carichi di competenza (esistenti o dovuti alla nuova configurazione di progetto).

A) Sollecitazioni e verifiche SLU

La verifica viene effettuata in regime di flessione retta e schema di semplice appoggio.

Schema statico: Trave in semplice appoggio $L_c \leq 5.0$ m; $L_{inf} \sim 1.8$ m (nuovo solaio)
Geometria: profilato HEA 240 posto all'intradosso solaio esistente
Materiali: acciaio S275 ($f_{yk} = 275$ N/mm²; $E_f = 206000$ N/mm²)
Azione di calcolo SLU $g_{k1} = 3.0$ kN/m², $q_{k1} = 5.0$ kN/m² (carichi unitari solaio nuovo)
 $g_{k2} = 7.0$ kN/m (peso proprio trave+parapetto c.a. esistente)
 $g_{k3} = 8.0$ kN/m (peso proprio eventuale tamponamento di chiusura)
 $g_k = g_{k2} + g_{k3} \sim 15$ kN/m (uniforme)
 $G_k = 1.8(g_{k1} \cdot 1.9) \sim 10.3$ kN (concentrato)
 $Q_k = 1.8(q_{k1} \cdot 1.9) \sim 17.1$ kN (concentrato)
 $p_d = 1.3g_k \leq 20$ kN/m (azione uniforme di calcolo SLU)
 $P_d = (1.3G_k + 1.5Q_k) \leq 40$ kN/m (azione concentrata di calcolo SLU)
 $M_{Ed} \leq p_d \cdot L_c^2 / 8 + P_d \cdot 1.5 = 123$ kNm $T_{Ed} \leq p_d \cdot L_c / 2 + P_d \leq 90$ kN
Parametri sezione: $A = 76.8$ cm²; $J_{x,y} = 7763/2769$ cm⁴; $W_{el} = 675$ cm³; $i_{min} = 6.0$ cm

Verifica a flessione: Operando a favore di sicurezza in campo elastico si ottiene:

$$M_{Rd} = f_{yk} \cdot W_{el} / \gamma_M \sim 176 \text{ kNm (momento resistente; } \gamma_M = 1.05)$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} \sim 0.70 < 1 \text{ (OK)}$$

La verifica di cui sopra risulta del tutto conservativa alla luce della sostanziale "ridondanza strutturale" della nuova configurazione di progetto (presenza di cordolo e parapetto in c.a. di notevole rigidezza, contributi entrambi trascurati nella valutazione della resistenza complessiva).

Verifica a taglio: Considerando la sola sezione metallica si ottiene

$$V_{Rd} = (f_{yk} / \sqrt{3}) A_v / \gamma_M \sim 260 \text{ kN (taglio resistente; } \gamma_M = 1.05)$$

$$T_{Ed} / V_{Rd} \sim 0.35 < 1 \text{ (OK)}$$

B) Verifica SLE

Schema statico: Trave in semplice appoggio $L_c \leq 5.0$ m; $L_{inf} \sim 1.8$ m (nuovo solaio)
Materiali: acciaio S275 ($f_{yk} = 275$ N/mm²; $E_f = 206000$ N/mm²)
Azione di calcolo SLE $g_{k1} = 3.0$ kN/m², $q_{k1} = 5.0$ kN/m² (carichi unitari solaio nuovo)
 $g_{k2} = 7.0$ kN/m (peso proprio trave+parapetto c.a. esistente)
 $g_{k3} = 8.0$ kN/m (peso proprio eventuale tamponamento di chiusura)
 $g_k = g_{k2} + g_{k3} \sim 15$ kN/m (uniforme)
 $G_k = 1.8(g_{k1} \cdot 1.9) \sim 10.3$ kN (concentrato a distanza $DX = 1.5$ m da appoggio)
 $Q_k = 1.8(q_{k1} \cdot 1.9) \sim 17.1$ kN (concentrato a distanza $DX = 1.5$ m da appoggio)
Geometria: HEA 240 : $J_x = 7763$ cm⁴
Verifica freccia: $u_{tot} \sim 1.44$ cm $\sim L_c / 347$ (OK) (deformazione totale: solo trave acciaio)
 $u_{Qk} \sim 0.43$ cm $\sim L_c / 1150$ (deformazione per solo carico variabile q_k)

La deformabilità della membratura in esame risulta contenuta entro i limiti usualmente accettati, pur nelle ipotesi particolarmente conservative di trascurare il contributo alla rigidezza del cordolo/parapetto superiore in c.a..

3.4 ORDITURA PRINCIPALE

3.4.1 DESCRIZIONE ORGANISMO SISMO-RESISTENTE

L'organismo portante principale è costituito da una serie di pilastri di modesta dimensione (perlopiù 25x30 cm) e da un elevato numero di pareti in c.a. ordite in entambe le direzioni; queste ultime, in virtù della loro elevata rigidezza, rappresentano l'organismo sismo-resistente del fabbricato oggetto di intervento.

Nel seguito si riportano una serie di valutazioni qualitative e/o quantitative, atte a dimostrare che l'intervento in esame (da intendersi nella logica dell' "intervento locale" o al più del "miglioramento locale") non produce modifiche di particolare rilievo all'organismo strutturale esistente ed alla sua capacità resistente in prospettiva sismica, pur a fronte di un modesto incremento delle masse complessive.

A. Valutazioni qualitative

Relativamente all'intervento di progetto si osserva quanto segue:

- Le strutture dell'opera sono state originariamente progettate nel rispetto delle vigenti norme sismiche dell'epoca, con assunzione corretta dei relativi parametri principali [analisi statica equivalente con: $C=0.07$; $R=1$; $\epsilon=1$; $I=1.2$; $\beta=1.4$].
- La forma del fabbricato è compatta (pseudo-quadrata, con superficie $A_t \sim 1050 \text{ m}^2$), regolare e presenta distribuzione di pareti sismo-resistenti diffusa e sicuramente esuberante per un fabbricato di soli 2 piani in elevazione.
- L'intervento in esame prevede la "chiusura" di una porzione di solaio al solo piano 1° (zona su ingresso a "doppia altezza" con impalcato di copertura esistente in latero-cemento), per una superficie inferiore a 50 m^2 , pari quindi al 4,8% dell'area di piano ed a circa il 2,4% della superficie complessiva di orizzontamenti (piano 1° + copertura).
- L'incremento di peso complessivo valutato sui 2 livelli in elevazione risulta inferiore all'1,5 %, che si riduce ben al di sotto dell'1% considerando anche il peso del solaio di piano terra e delle fondazioni; siamo pertanto *ampiamente al di sotto dell'incremento del 10% consentito da norma*.
- Non sono previsti ampliamenti, sopraelevazioni, né modifiche sostanziali all'organismo statico originario.
- La chiusura dell'attuale porzione a doppia altezza, permette di migliorare la regolarità in pianta dell'edificio, con conseguente maggior efficacia nella ripartizione delle azioni sismiche sulle pareti della zona interessata. In particolare la creazione di impalcato di adeguata rigidezza tra i fili F ed H permette la collaborazione a livello del piano 1° anche dei setti degli assi 16 (attualmente svincolato dagli orizzontamenti di piano e connesso solo con cordolo 25x24 cm di modesta rigidezza) e 17 (setto zona scale con connessione parziale al solaio su un solo lato). *Si introduce quindi un contributo resistente aggiuntivo* (in particolare il setto sull'asse 16, attualmente di dubbia efficienza) con previsione di connessioni diffuse e continue sull'intero perimetro della zona di interesse.
- L'intervento in progetto è caratterizzato da "*ridondanza strutturale*", con previsione di rinforzi sui pilastri e sulle travi di piano esistenti (profilati metallici) che potrebbero anche essere, almeno parzialmente, evitati; tali interventi locali di rinforzo vengono dimensionati, con approccio del tutto conservativo, per sostenere i carichi complessivi di pertinenza, prescindendo dalla resistenza/rigidezza delle membrature esistenti, in un'ottica di sostanziale miglioramento, con sensibile incremento delle relative capacità prestazionali.
- L'incremento percentuale complessivo dei carichi ($\leq 1\%$) non assume particolare significato ingegneristico in prospettiva sismica, stante le notevoli incertezze ed approssimazioni insite sia nella valutazione della "pericolosità sismica" del sito, che nelle numerose altre approssimazioni e semplificazioni che usualmente caratterizzano tali analisi.

B. Valutazioni quantitative: confronto con progetto originario

Si riportano nel seguito alcune semplici valutazioni quantitative di raffronto tra la situazione *ante e post-intervento*, con riferimento alle informazioni desumibili dai progetti precedenti del 1991 (a firma ing. G. Suraci) e/o 1997 (a firma ing. A. Nutta).

B.1 Valutazioni su masse ed azioni sismiche a livello $Z=0.0$ (quota p.terra)

Dalla relazione di calcolo originaria dell'ing. G. Suraci (pag. 122) si desumono le seguenti valutazioni principali in merito alle azioni sismiche complessive di pertinenza del fabbricato:

1° livello (impalcato p.1°)	$W_1 = 1080 \text{ t}$	$F_{\text{sis1}} = 89 \text{ t}$	[*]
2° livello (impalcato copertura)	$W_2 = 780 \text{ t}$	$F_{\text{sis2}} = 130 \text{ t}$	[*]
Azioni totali	$W_T = 1860 \text{ t}$	$F_{\text{sisT}} = 219 \text{ t}$	

[*] Valutazioni con analisi statica equivalente: $C=0.07$; $R=1$; $\varepsilon=1$; $l=1.2$; $\beta=1.4$, da cui $k_{\text{sis}} \sim 0.12$.

L'incremento di "peso sismico" dovuto al nuovo intervento al piano 1° (vedi anche par. 3.2.5) vale:

$\Delta W_1 = A_i \cdot (g_k + \psi_{2i} q_k) = 30 \text{ t}$, che in termini relativi è pari a:

$P_{\%} = \Delta W_1 / W_T \sim 1.6\%$ (valore di modesto significato ingegneristico)

Analoga percentuale di incremento può essere estesa alle relative azioni sismiche di progetto.

B.2 Valutazioni su verifiche di resistenza

Dalla relazione di calcolo originaria dell'ing. G. Suraci (pagg. 130-131) si possono ricavare alcune semplici valutazioni semplificate in merito alle verifiche dei principali elementi sismo-resistenti; nell'elaborato di cui sopra sono analizzati in particolare proprio i setti a piano terra della zona interessata dall'attuale intervento e precisamente:

- parete 10 (filo h / assi 11-14)
- parete 11 (filo h / assi 18-20)
- parete 12 (filo m / assi 18-20)

Tali pareti evidenziano i seguenti coefficienti di sfruttamento (in termini di tassi ammissibili dell'acciaio [*]):

- parete 10 (filo h / assi 11-14):	$CS_M = 1068/2600 = 0.41$	$CS_T = 1488/2600 = 0.57$
- parete 11 (filo h / assi 18-20):	$CS_M = 890/2600 = 0.34$	$CS_T = 0 \text{ } (\tau < \tau_{co})$
- parete 12 (filo m / assi 18-20):	$CS_M = 2055/2600 = 0.79$	$CS_T = 1168/2600 = 0.45$

[*] CS_M = coeff. sfruttamento verifica a presso-flessione; CS_T = coeff. sfruttamento verifica a taglio.

Si rileva in tutti i casi come vi siano ampi margini di sovra-resistenza per assorbire in adeguate condizioni di sicurezza i modesti incrementi di azione sismica, già stimati nell'ordine del 1,6%.

C. Valutazioni conclusive

Sulla base di quanto suesposto nei precedenti punti A. e B. si ritiene di poter ragionevolmente affermare che l'intervento in progetto risulta del tutto compatibile in prospettiva sismica con l'organismo statico esistente, che presenta ampi margini di ridondanza strutturale e di sovraresistenza.

3.4.2 VERIFICA CONNESSIONI NUOVA PORZIONE DI IMPALCATO

Nel seguito si riporta valutazione numerica semplificata in merito all'idoneità delle connessioni perimetrali deputate alla trasmissione delle azioni orizzontali di competenza all'organismo sismo-resistente.

Si prevedono in particolare connessioni diffuse ($1\phi 12/30$ cm) sull'intero perimetro, oltre ai tasselli chimici M16/40 cm di fissaggio tra travi metalliche e strutture esistenti in c.a., nel seguito trascurati.

Con riferimento a quanto già esplicitato in 3.2.5, l'azione sismica di competenza della nuova porzione di solaio vale:

$$W_i = A_i \cdot (g_k + \psi_{2i} q_k) = 50 \cdot (300 + 0.6 \cdot 500) = 30000 \text{ kg} \text{ [*]}$$

$$\psi_{2i} = 0.6 \text{ (zone Cat. C suscettibili di affollamento; vd. par. 2.5.3-DM2008)}$$

La corrispondente azione sismica in ipotesi del tutto cautelativa ($q=1$) vale:

$$H_{sis} = S_d(T) \cdot W_i \cdot g / 1000 \leq 210 \text{ kN} \text{ (si approssima } g \text{ con un valore } 10 \text{ m/s}^2)$$

In accordo al paragrafo 7.3.6.1-NTC2008 tale azione viene amplificata del 30% e ripartita equamente su 2 lati perimetrali opposti, da cui:

$$H_{sis,1} = 1.3 \cdot H_{sis} / 2 \sim 136.5 \text{ kN/lato}$$

Considerando il lato più corto ($L \sim 5.0$ m, caso più gravoso) si ottiene la seguente azione unitaria per metro lineare:

$$h_{sis} = H_{sis,1} / L \sim 27.3 \text{ kN/m}$$

da cui l'azione tagliante di pertinenza dei singoli inghisaggi M12 posti ad interasse di max. 30 cm:

$$V_{Ed} = h_{sis} \cdot 0.3 \sim 8.2 \text{ kN/barra}$$

Verifica resistenza barre $\phi 12$ – acciaio B450C

$$F_{v,Rds} = (f_{yk} / \sqrt{3}) \cdot A_{res} / \gamma_M \sim 25 \text{ kN}$$

[resistenza a taglio lato acciaio]

$[\gamma_M = 1.15; A_{res} \geq 1.13 \text{ cm}^2; f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2]$

$$F_{v,Rdc} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_{B,V} \cdot f_{AR,V} \cdot f_{\beta,V} = 22 \text{ kN}$$

[resistenza a taglio lato calcestruzzo; vd. Manuale HILTI]

$[V_{Rd,c}^0 = 5.0 \text{ kN}; f_{B,V}(R_{ck} \geq 200) \geq 0.9; f_{\beta,V}(\beta = 90^\circ) = 2.0]$

$[f_{AR,V} = (c/c_{min}) \cdot \sqrt{c/c_{min}} = 2.45 \text{ (} c_{min} = 55 \text{ mm; } c \geq 100 \text{ mm)}]$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min[F_{v,Rds}; F_{v,Rdc}] = 22 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} \sim 0.37 < 1 \text{ (OK)}$$

3.5 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Le analisi/verifiche di tutti gli elementi principali sono state condotte manualmente o su schemi statici semplificati, senza utilizzo di complessi codici di calcolo numerico. Nel successivo Capitolo 4. si riportano inoltre esplicite valutazioni numeriche delle sollecitazioni e verifiche più significative per le fondazioni esistenti.

Non risulta pertanto necessario effettuare particolari controlli e validazioni di calcolo.

Con tale procedura si ritiene pertanto che il dimensionamento delle opere in progetto sia da considerarsi corretto, sufficientemente cautelativo e congruente con le ipotesi ed analisi effettuate.



4. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Si riportano nel seguito le principali analisi e verifiche delle opere di fondazione esistenti interessate dall'intervento; si considerano in particolare gli allineamenti dei fili "F" ed "H" (travi B=60+70 cm, al netto del magrone di sottofondazione), con valutazione delle massime azioni in fondazione nella nuova configurazione di progetto.

Per le carpenterie ed armature di progetto si rimanda alle nuove tavole grafiche allegate [Tavv. 1/2/3], nonché alla già richiamata documentazione dei progetti precedenti del 1991 e 1997.

4.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Per le verifiche di resistenza si fa riferimento ai dati desunti dalla documentazione di progetto disponibile (relazioni sui materiali dei progetti del 1991/1997; relazioni a strutture ultimate del DL e collaudo statico), applicando con approccio del tutto prudentiale un fattore di confidenza $FC=1.35$ (LC1), poiché non si è ritenuto opportuno effettuare prove o indagini specifiche sulle fondazioni esistenti, che risulterebbero particolarmente invasive e non giustificate.

Segue breve descrizione sui materiali prescritti nei progetti originari e sulle relative prove di laboratorio disponibili.

A. Progetto originario 1991 [prot. 2272/1990 a firma ing. Suraci; RSU del DL in data 22.04.1992]

Prescrizioni di progetto: Calcestruzzo: R_{ck} 300 per fondazioni/elevazioni
Acciaio per c.a.: FeB 44k c.stab. ($f_{yk} \geq 430$ N/mm²)
Acciaio carpenteria: Fe 360 per profilati e piastrame
Tensione terreno: $\sigma_{tmax} = 2.7$ kg/cm²

Prove sui materiali: Calcestruzzo: n° 2x4=8 provini: $R_{ck,med} \sim 46$ N/mm²; $R_{ck,min} \geq 42$ N/mm²
Acciaio per c.a.: n° 2x8=16 provini: $f_{y,min} \sim 473$ N/mm²; $f_{t,min} \sim 642$ N/mm²; $A_{med} \geq 19\%$

Risultanze: I materiali risultano conformi o di qualità superiore rispetto alle prescrizioni di progetto.

B. Progetto completamento 1997 [a firma ing. Nutta]

Prescrizioni di progetto: Calcestruzzo: R_{ck} 300 per fondazioni/elevazioni
Acciaio per c.a.: FeB 44k c.stab. ($f_{yk} \geq 430$ N/mm²)
Acciaio carpenteria: Fe 360 per profilati

Prove sui materiali: Non reperite

C. Parametri assunti in progetto

Alla luce dei dati disponibili, si sono adottati nelle analisi e verifiche numeriche dell'intervento i seguenti parametri principali per i materiali delle strutture esistenti:

Parametri di calcolo: Calcestruzzo: R_{ck} 300 con $FC=1.35$, da cui: **classe C18/22 (R_{ck} 220)**.
Acciaio per c.a.: **FeB 44k** ($f_{yk} \sim 440$ N/mm²) con $FC=1.35$, da cui: **$f_{yk} \geq 325$ N/mm²**.

Ovviamente per materiali delle opere di nuova esecuzione (vedi Relazione sui Materiali) si assumono i parametri nominali ed i relativi coefficienti di sicurezza prescritti da NTC2008.

4.2 TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE [FILO F]

Si valuta nel seguito la trave nastriforme continua esistente del filo F di dimensione $\geq 60 \times 70$ cm, con piano di imposta ad oltre -1.0 m dall'attuale pavimento finito.

A) Verifica azioni massime SLU in fondazione

Con riferimento all'allineamento del filo F si valutano le massime azioni verticali per superfici di influenza.

Schema:	Allineamento con luce di influenza L2 ~ 2.5 m a livello +2 (copertura esistente)	
	Allineamento con luce di influenza L1 ~ 2.5 m a livello +1 (nuovo impalcato p.1°)	
	Allineamento con luce di influenza L0 ~ 2.5 m a livello 0 (solaio p.terra esistente)	
Azioni SLE:	$G_{kl2} \sim 3.0$ kN/m	(peso proprio trave copertura)
	$G_{k+2} \sim 10.0$ kN/m	(azione permanente da solaio liv.+2; $g_k \sim 4.0$ kN/m ²)
	$G_{k+1} \sim 7.5$ kN/m	(azione permanente da solaio liv.+1; $g_k \sim 3.0$ kN/m ²)
	$G_{k+0} \sim 12.5$ kN/m	(azione permanente da solaio liv.±0; $g_k \sim 5.0$ kN/m ²)
	$G_{kl1} \sim 6.0$ kN/m	(peso proprio trave p.1°+serramento vetrato p.1°)
	$G_{kto} \sim 15.0$ kN/m	(peso proprio trave fondazione+serramento vetrato p.terra)
	$G_{ktot} \sim 54.0$ kN/m	(azioni permanenti)
	$Q_{k+2} \sim 5.0$ kN/m	(azione variabile liv. +2; $q_k \leq 2.0$ kN/m ²)
	$Q_{k+1} \sim 12.5$ kN/m	(azione variabile liv. +1; $q_k \leq 5.0$ kN/m ²)
	$Q_{k+0} \sim 8.5$ kN/m	(azione variabile liv. ±0; $q_k \leq 3.5$ kN/m ²)
	$Q_{ktot} \sim 26.0$ kN/m	(azione variabile totale)
	$P_k \sim 80$ kN/m	(azioni caratteristiche totali)
	$P_d \leq 1.5 \cdot (G_k + Q_k) \sim 120$ kN/m (azione di calcolo SLU)	

B) Pressioni massime sul terreno:

Geometria: trave nastriforme $B \geq 60$ cm ($B_f \sim 80$ cm impronta magrone); quota di imposta $D_f = -1.0$ m

Azioni SLE media: $P_k \leq 80$ kN/m $\sigma_{t,SLEmed} = P_k / B \sim 133$ kN/m² [*]

Azioni SLU media: $P_d \leq 120$ kN/m $\sigma_{t,SLUmed} = P_d / B \sim 200$ kN/m² < $q_{t,lim}(M2)$

[*] Pressioni confrontabili o inferiori rispetto a quelle originariamente valutate dall'ing. Suraci (vd. pag.132 allegata).

C) Sollecitazioni e verifiche SLU:

Schema: trave di fondazione continua soggetta alle pressioni di contatto nette (ovvero depurate dal peso proprio di fondazione e solaio p.terra che risultano autoequilibrati).

Geometria: basamento $B \geq 60$, $H \geq 70$ cm; $L_c = 3.6$ m (luce di calcolo); $L_n = 3.3$ m (luce netta)

Pressioni in fondazione: $\sigma_{t,net} \leq 100$ kN/m² (SLE)

Sollecitazioni trave: $M_{Ed} = (1.5 \cdot \sigma_{t,net} \cdot B) \cdot L_c^2 / 12 \leq 100$ kNm (azione flettente)

$V_{Ed} = (1.5 \cdot \sigma_{t,net} \cdot B) \cdot L_n / 2 \leq 150$ kN (azione tagliante)

Verifica a flessione: Sezione: $B = 60$ cm; $H \geq 70$ cm

Armatura: $A_{inf} = A_{sup} = 8.04$ cm² (4 ϕ 16); $c \sim 4.0$ cm

Resistenza: $M_{Rd} \geq 140$ kNm (valuata con $FC = 1.35$)

$FS = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.71 < 1$ (OK)

Verifica a taglio: Sezione: $B = 60$ cm; $H \geq 70$ cm

Armatura: Staffe $\phi 8/30$ a 4 braccia

Resistenza: $V_{Rds} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/S) \cdot f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \sim 275$ kN (con $FC = 1.35$)

con: $f_{yd} = 283$ N/mm² (FeB44 con $FC = 1.35$)

$d = 650$ mm (altezza utile)

$A_{sw} = 200$ mm² (2 staffe $\phi 8$ a 2 braccia)

$S = 300$ mm (passo staffe)

$\alpha = 90^\circ$ (staffe verticali)

$\cot \theta = 2.5$ (bielle a 22°)

$FS = V_{Ed} / V_{Rd} = 0.55 < 1$ (OK)

4.3 TRAVE DI FONDAZIONE ESISTENTE [FILO H]

Si valuta nel seguito la trave nastriforme continua esistente del filo H di dimensione $\geq 70 \times 70$ cm, con piano di imposta ad oltre -1.0 m dall'attuale pavimento finito.

A) Verifica azioni massime SLU in fondazione

Con riferimento all'allineamento del filo H si valutano le massime azioni verticali per superfici di influenza.

Schema: Allineamento con luce di influenza $L_2 \sim 5.0$ m a livello +2 (copertura esistente)
Allineamento con luce di influenza $L_{1a} \sim 2.5$ m a livello +1 (nuovo impalcato p.1°)
Allineamento con luce di influenza $L_{1b} \sim 2.3$ m a livello +1 (impalcato p.1° esistente)
Allineamento con luce di influenza $L_0 \sim 2.5$ m a livello 0 (solaio p.terra esistente)

Azioni SLE: $G_{k+2} \sim 20.0$ kN/m (azione permanente da solaio liv.+2; $g_k \sim 4.0$ kN/m²)
 $G_{k+1a} \sim 7.5$ kN/m (azione permanente da solaio liv.+1; $g_{ka} \sim 3.0$ kN/m²)
 $G_{k+1b} \sim 11.5$ kN/m (azione permanente da solaio liv.+1; $g_{kb} \sim 5.0$ kN/m²)
 $G_{k+0} \sim 12.5$ kN/m (azione permanente da solaio liv.±0; $g_k \sim 5.0$ kN/m²)
 $G_{kt1} \sim 7.5$ kN/m (peso proprio trave p.1°+ parapetto cls)
 $G_{kto} \sim 22.0$ kN/m (peso proprio trave fondazione+tamponamento p.terra)
 $G_{kto} \sim 81.0$ kN/m (azioni permanenti)
 $Q_{k+2} \sim 10.0$ kN/m (azione variabile liv. +2; $q_k \leq 2.0$ kN/m²)
 $Q_{k+1a} \sim 12.5$ kN/m (azione variabile liv. +1; $q_{ka} \leq 5.0$ kN/m²)
 $Q_{k+1b} \sim 8.0$ kN/m (azione variabile liv. +1; $q_{kb} \leq 3.5$ kN/m²)
 $Q_{k+0} \sim 8.5$ kN/m (azione variabile liv. ±0; $q_k \leq 3.5$ kN/m²)
 $Q_{kto} \sim 39.0$ kN/m (azione variabile totale)
 $P_k \sim 120$ kN/m (azioni caratteristiche totali)
 $P_d \leq 1.5 \cdot (G_k + Q_k) \sim 180$ kN/m (azione di calcolo SLU)

B) Pressioni massime sul terreno:

Geometria: trave nastriforme $B \geq 70$ cm ($B_f \sim 90$ cm impronta magrone); quota di imposta $D_{im} \sim -1.0$ m
Azioni SLE media: $P_k \leq 120$ kN/m $\sigma_{t,SLEmed} = P_k / B \sim 171$ kN/m² [*]
Azioni SLU media: $P_d \leq 180$ kN/m $\sigma_{t,SLUmed} = P_d / B \sim 257$ kN/m² $< q_{t,lim}(M2)$

[*] Pressioni confrontabili o inferiori rispetto a quelle originariamente valutate dall'ing. Suraci (vd. pag.133 allegata).

C) Sollecitazioni e verifiche SLU:

Schema: trave di fondazione continua soggetta alle pressioni di contatto nette (ovvero depurate dal peso proprio di fondazione e solaio p.terra che risultano autoequilibrati).

Geometria: basamento $B \geq 70$, $H \geq 70$ cm; $L_c = 3.6$ m (luce di calcolo); $L_n = 3.3$ m (luce netta)

Pressioni in fondazione: $\sigma_{t,net} \leq 110$ kN/m² (SLE)

Sollecitazioni trave: $M_{Ed} = (1.5 \cdot \sigma_{t,net} \cdot B) \cdot L_c^2 / 12 \leq 125$ kNm (azione flettente)

$V_{Ed} = (1.5 \cdot \sigma_{t,net} \cdot B) \cdot L_n / 2 \leq 191$ kN (azione tagliante)

Verifica a flessione: Sezione: $B = 70$ cm; $H \geq 70$ cm

Armatura: $A_{inf} = A_{sup} \geq 8.04$ cm² ($4\phi 16$); $c \sim 4.0$ cm

Resistenza: $M_{Rd} \geq 140$ kNm (valuata con $FC = 1.35$)

$FS = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.89 < 1$ (OK)

Verifica a taglio: Sezione: $B = 70$ cm; $H \geq 70$ cm

Armatura: Staffe $\phi 8/30$ a 4 braccia

Resistenza: $V_{Rds} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/S) \cdot f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \sim 275$ kN (con $FC = 1.35$)

con: $f_{yd} = 283$ N/mm² (FeB44 con $FC = 1.35$)
 $d = 650$ mm (altezza utile)
 $A_{sw} = 200$ mm² (2 staffe $\phi 8$ a 2 braccia)
 $S = 300$ mm (passo staffe)
 $\alpha = 90^\circ$ (staffe verticali)
 $\cot \theta = 2.5$ (bielle a 22°)

$FS = V_{Ed} / V_{Rd} = 0.70 < 1$ (OK)

REGIONE AUTONOMA
FRIULI VENEZIA GIULIA
SERVIZIO EDILIZIA
UDINE
000661
DPR 260/2001 art. 10 comma 1
L.R. 16/2009

DEGLI INGEGNERI PROV. DI UDINE
Dott. Ing.
CRAICHERO
ANDREA
Pec. n. 1543

5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

5.1 Premessa

Ai sensi dell'art. 10.1 del D.M. 14.01.2008 si allega nel seguito il Piano di Manutenzione della parte strutturale dell'opera di cui trattasi.

Tale elaborato è da considerarsi come elemento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

Il piano di manutenzione delle strutture, coordinato con quello generale della costruzione, costituisce parte essenziale della progettazione strutturale. Viene corredato del manuale d'uso, del manuale di manutenzione e del programma di manutenzione delle strutture.

Scheda identificativa dell'opera

Oggetto	: Realizzazione di nuovo soppalco ad uso palestra all'interno del PALACUS
Ubicazione	: Comune di UDINE – via delle Scienze n.100
Committente	: Università degli Studi di Udine – Ripartizione Tecnica – via Cosattini, 29

5.2 Manuale d'uso

Descrizione delle opere

Vedasi il Paragrafo "Descrizione delle opere" nel Cap. 3 della presente Relazione e le tavole grafiche strutturali allegate [N° 6 tavole].

Norme di riferimento

Il calcolo strutturale è stato eseguito conformemente alle seguenti norme (vd. anche par. 3.1):

- Legge 5 novembre 1971 n° 1086

Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale, precompresso ed a struttura metallica

- Legge 2 febbraio 1974, n° 64

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

- D.P.R. 6 giugno 2001 n° 380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia (in particolare: Parte II - Normativa tecnica per l'edilizia)

- NTC2008 - Decreto 14 gennaio 2008 Ministero delle Infrastrutture

Norme tecniche per le costruzioni

Indicazioni relative all'uso delle opere nel loro complesso

Previsioni di progetto

Le opere strutturali sono state progettate come impalcato ad uso palestra, suscettibile di affollamento.

Indicazioni relative all'uso di specifiche parti delle opere

Per l'utilizzo dell'opera vanno rispettati i seguenti sovraccarichi utili di esercizio (vedi anche par. 3.2 della Relazione):

A) Impalcato ad uso palestra

Categoria di riferimento : **C3** (*zone con affollamento*)

Carico verticale medio ripartito **qk = 5.0 kN/mq**

Carico verticale concentrato **Qk = 5.0 kN**

Prescrizioni per l'utilizzo

Ogni qual volta la Proprietà volesse procedere alla modifica della destinazione d'uso rispetto a quanto previsto in progetto, o ad altra modifica che possa variare i carichi di esercizio della struttura, dovrà accertarsi, con la consulenza di un tecnico abilitato al calcolo strutturale, che le opere previste siano idonee alla suddetta modifica, tenendo anche conto degli eventuali aggiornamenti della normativa tecnica.

Si sottolineano in particolare due interventi:

- la modifica della destinazione d'uso rispetto a quanto previsto in progetto;
- la modifica degli impianti tecnologici che dovesse comportare il posizionamento di apparecchiature di peso significativamente superiore a quello delle apparecchiature previste dall'attuale progetto;

5.3 Manuale di manutenzione

Il presente manuale di manutenzione intende fornire le indicazioni su quali siano le operazioni di manutenzione ordinaria - da eseguirsi a carico della Proprietà - che potrebbero rendersi necessarie durante la vita delle strutture, allo scopo di conservare i livelli prestazionali delle strutture ipotizzati in fase di progetto.

In merito all'espressione "vita delle strutture", si precisa che le norme di riferimento utilizzate definiscono come Vita Nominale di un'opera strutturale, il tempo misurato a partire dalla conclusione dei lavori strutturali, entro il quale, adottando gli opportuni provvedimenti di manutenzione ordinaria, l'opera stessa deve conservare le caratteristiche prestazionali assunte come base del progetto. Cioè deve conservare - entro i limiti prescritti dalle norme di riferimento - le caratteristiche di resistenza e rigidità rispetto alle condizioni di carico severe, eccezionali e di normale esercizio.

Per ottenere ciò è necessario garantire sia la durabilità delle opere, sia la manutenzione durante il tempo di Vita Nominale delle opere. Il tempo di Vita Nominale delle opere strutturali è indicato al paragrafo successivo.

Al fine di identificare con sufficiente tempestività l'eventuale necessità degli interventi di manutenzione, andranno eseguiti i controlli secondo il programma dei controlli definito in seguito.

Si precisa che le indicazioni riportate di seguito sono da ritenersi valide nell'ipotesi che l'uso delle opere si mantenga coerente con quello ipotizzato in fase progettuale e specificato al precedente paragrafo "Manuale d'uso".

Tempo di Vita Nominale delle opere strutturali

Coerentemente con la normativa di riferimento ed in accordo con la Committenza si è attribuita la seguente Vita Nominale:

Copertura parco materiali: **Vita Nominale VN = 50anni – Classe d'uso III**

Le operazioni di manutenzione ordinaria descritte di seguito, andranno eseguite durante l'intero tempo di Vita Nominale.

Definizione dei possibili interventi di manutenzione ordinaria

ESECUTORI DEGLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE

Si premette che prima di eseguire un qualunque intervento di manutenzione sulle strutture - che rientri o meno fra quelli riportati in seguito - andrà consultato un tecnico abilitato al calcolo strutturale. Tale tecnico dovrà esprimere il proprio parere favorevole all'esecuzione degli interventi ed indicare le modalità esecutive. In linea generale gli interventi sulle strutture andranno eseguiti solo da personale specializzato nell'esecuzione e manutenzione di opere strutturali.

Non si esclude comunque che alcuni interventi minori possano essere eseguiti da personale non specializzato: ciò sarà in ogni caso subordinato al parere favorevole del tecnico di cui sopra.

DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Le strutture non sono sottoposte ad elevati livelli di sollecitazione in condizioni di normale esercizio, e non si prevedono fenomeni di significativo decadimento delle proprietà delle strutture legati alle modalità di utilizzo. Pertanto, in condizioni ordinarie, con un uso della struttura condotto nel rispetto delle condizioni riportate al precedente "Manuale d'uso", non dovrebbe manifestarsi la necessità di interventi di manutenzione, salvo quanto precisato di seguito.

Per le opere in cemento armato ed in muratura, intendendo sia le strutture in elevazione, quali pareti travi e pilastri, sia eventuali solai di orizzontamento, si ritiene che l'unica fonte di possibile degrado potrebbe essere l'azione dell'acqua: quella meteorica per le strutture esposte agli agenti atmosferici e quella da infiltrazioni o perdite impiantistiche per le restanti strutture. Inoltre si precisa che per le superfici delle strutture interne ai locali, l'eventuale presenza di intonaco fornisce un significativo contributo alla protezione dalle azioni di un eventuale incendio. Tale intonaco, ove presente, va quindi mantenuto al fine della corretta manutenzione delle strutture.

Potrebbero quindi rendersi necessari i seguenti interventi:

- eliminazione dei ristagni d'acqua nelle zone esterne in prossimità dell'edificio;
- riparazione di eventuali infiltrazioni d'acqua dalle coperture o perdite degli impianti tecnologici;
- manutenzione del sistema di smaltimento delle acque meteoriche; in particolare andrà evitato che si verifichino ruscamenti d'acqua su elementi strutturali;
- manutenzione dell'intonaco sulle superfici delle strutture poste all'esterno (al fine di protezione dall'azione delle acque meteoriche);
- manutenzione dell'intonaco sulle superfici delle strutture poste all'interno e all'esterno (al fine di protezione dall'azione di un eventuale incendio).

Per le strutture metalliche si possono verificare nel tempo perdite di efficienza delle connessioni e/o dei trattamenti protettivi superficiali con potenziali inneschi di fenomeni corrosivi.

Potrebbero quindi rendersi necessari i seguenti interventi:

- esecuzione del serraggio di eventuali collegamenti bullonati;
- controllo dello stato ed efficienza dei collegamenti saldati;
- controllo dello stato ed efficienza dei collegamenti tra manto di copertura e strutture portanti;
- pulizia dei collegamenti;
- ripristino di trattamenti superficiali protettivi (verniciatura o zincatura);

Programma dei controlli

Il presente programma dei controlli intende fornire le modalità ed i tempi di esecuzione delle attività di controllo delle opere strutturali, necessarie ad un'identificazione sufficientemente tempestiva dell'eventuale necessità di interventi di manutenzione.

L'attività di controllo va eseguita durante tutto tempo di Vita Nominale delle opere strutturali sopra indicato. Il controllo sulle opere strutturali dovrà essere eseguito da un tecnico abilitato al calcolo strutturale.

Si ritiene opportuno suggerire alla Committenza che all'atto dell'esecuzione dei controlli, al tecnico incaricato sia richiesta una relazione scritta; si precisa comunque che per l'opera in oggetto attualmente non sussistono obblighi di Legge in tal senso, ma si ritiene che sarebbe una documentazione utile sia ad un corretto svolgimento dell'azione di manutenzione, sia nell'eventualità di possibili future modifiche da apportarsi alle opere.

Definizione delle modalità di controllo

Qui di seguito vengono definite le modalità di esecuzione dei controlli sulle strutture: le indicazioni sottoriportate potranno essere modificate ed integrate dal tecnico che sarà incaricato dei controlli.

Si distinguono due modalità di controllo:

• controllo visivo:

rilievo 'ad occhio nudo' dello stato di conservazione delle strutture. Si suggerisce che il presente controllo visivo sia corredato da documentazione fotografica e da una relazione scritta;

• controllo approfondito:

rilievo 'ad occhio nudo' dello stato di conservazione delle strutture, seguito da indagini di maggior dettaglio che si rendessero opportune al fine di accertare lo stato di conservazione delle strutture.

CONTROLLO VISIVO

Nello specifico delle opere in oggetto, il controllo visivo dovrà accertare quanto segue:

- presenza di ristagni d'acqua nelle zone esterne in prossimità dell'edificio;
- presenza di eventuali infiltrazioni d'acqua dalle coperture;
- stato di conservazione del sistema di smaltimento delle acque meteoriche;
- stato di conservazione dell'intonaco sulle superfici delle strutture poste all'esterno ed all'interno del fabbricato;
- eventuale 'allentamento' dei collegamenti bullonati per strutture in legno e/o acciaio;
- stato di conservazione dei collegamenti saldati principali e delle connessioni del manto di copertura;
- stato di conservazione della protezione superficiale degli elementi in legno e/o acciaio;

Resta inteso che se dal controllo visivo emergessero significativi segni di danneggiamento o degrado delle strutture, il controllo dovrà diventare un controllo approfondito, per come questo è definito di seguito.

CONTROLLO APPROFONDITO

Le dette indagini, in quanto rientranti nella manutenzione ordinaria, dovranno generalmente avere carattere non-distruttivo, o comunque comportare limitate asportazioni di materiale, riparabili con costi molto contenuti in rapporto al valore delle strutture indagate.

Si suggerisce che il presente controllo approfondito sia corredato da documentazione fotografica e da una relazione scritta.

Il controllo approfondito prevede una prima fase nella quale si conducono i medesimi controlli ad occhio nudo previsti per il controllo visivo.

Nello specifico delle opere in oggetto, si dovrà accertare quanto segue:

- presenza di ristagni d'acqua nelle zone esterne;
- presenza di eventuali infiltrazioni d'acqua dalle coperture;
- stato di conservazione del sistema di smaltimento delle acque meteoriche;
- stato di conservazione dell'intonaco sulle superfici delle strutture esposte all'esterno;
- eventuale 'allentamento' dei collegamenti bullonati per strutture in legno/acciaio;
- stato di pulizia/efficienza dei collegamenti saldati delle strutture in acciaio;
- stato di efficienza dei collegamenti tra manto di copertura e strutture metalliche principali;
- stato di conservazione della protezione superficiale degli elementi in legno/acciaio;

Ai controlli visivi della prima fase seguiranno alcune indagini di maggior dettaglio motivate dalle eventuali evidenze rilevate nella prima fase.

Nello specifico delle opere in oggetto, si dovrà accertare quanto segue:

- qualora si rilevino segni di degrado o danneggiamento sulla superficie delle strutture in cemento armato - ad esempio nel caso si manifestino fessurazioni evidenti, nel caso di dilavamento della superficie con emersione delle armature e nel caso si verifichino 'colate' di ruggine sulla superficie - andrà accertato lo stato di conservazione delle armature per la zona interessata dal degrado o danneggiamento.
- qualora si rilevino segni di degrado della protezione superficiale o viraggi rilevanti della colorazione degli elementi in acciaio, andrà accertato lo stato di conservazione dell'opera per la zona interessata dal degrado o danneggiamento, con particolare attenzione ai collegamenti.

Programma temporale dei controlli

Per il tipo di costruzione qui in oggetto, si ritiene sufficiente eseguire un controllo approfondito ogni 10 anni dalla conclusione dei lavori strutturali, fino alla fine del tempo di Vita Nominale delle opere; tale attività di ispezione potrà essere intensificata all'aumentare della vita effettiva dell'opera ed in funzione naturalmente delle risultanze dei controlli precedenti.

Tuttavia si ritiene opportuno eseguire un primo controllo visivo ad 1 anno dalla conclusione dei lavori strutturali, al fine di verificare che il comportamento strutturale in esercizio sia coerente con le previsioni progettuali.

Alla fine del tempo di Vita Nominale, i livelli prestazionali ipotizzati dal presente progetto potranno non essere più garantiti; andrà però eseguita una valutazione sullo stato generale delle opere, la quale consisterà nel valutare lo stato di conservazione delle opere con un controllo approfondito, valutando poi anche l'opportunità di eventuali interventi di ripristino dei livelli prestazionali, ovvero definendo un nuovo piano di manutenzione.

Il quadro riassuntivo dell'attività minima di ispezione/controllo prescritta per le parti strutturali dell'opera è di seguito riportato.

Tempo dalla conclusione dei lavori strutturali	Controlli
1 anno	Controllo visivo
10 anni	Controllo approfondito
20 anni	Controllo approfondito
30 anni	Controllo approfondito
40 anni	Controllo approfondito
50 anni	Valutazione sullo stato generale delle opere

Il Commitente:

Il D.L.:

Il Progettista:

IL RETTORE
prof. Alberto F. De Toni

AF De Toni



6. ESTRATTO DOCUMENTAZIONE PROGETTI PRECEDENTI

Nel seguito si allegano copie di un sintetico estratto delle documentazioni di progetto relative ai precedenti interventi che hanno interessato la porzione di fabbricato qui in esame (si veda al proposito anche la descrizione dello stato di fatto riportata nel Capitolo 3.). Per eventuali maggiori dettagli (relazioni di calcolo, tavole di progetto, ecc...) si rimanda alla documentazione protocollata presso i competenti uffici regionali.

In particolare si allegano:

A. Progetto originario 1991 a firma ing. G. Suraci [prot. 2272/1991]

- A.1 RSU del DL in data 22.04.1992 a firma ing. R. Pessina (con allegate prove sui materiali)
- A.2 Certificato di collaudo statico del 19.07.1993 a firma prof.ing. C. Davini
- A.3 Relazione sui materiali a firma ing. Suraci
- A.4 Estratto parziale relazione di calcolo ing. Suraci (pagg. 122-123-130-131-132-133)

Il progettista delle strutture

dott.ing. Andrea Craighero



A handwritten signature in black ink, appearing to read "A. Craighero", written over the bottom part of the professional stamp.

000661 23 APR 14
DPR 380/2001 DEPOSITATO
L.R. 16/2009

REGIONE AUTONOMA
FRIULI VENEZIA GIULIA
SERVIZIO EDILIZIA
UDINE

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA G.

PROVINCIA DI UDINE

COMUNE DI UDINE

OPERE DI COSTRUZIONE DEL NUOVO CENTRO SPORTIVO IN VIA FAGAGNA,

LOCALITA' "RIZZI", PER CONTO DELL'UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI

UDINE - PRIMA FASE; PRIMO STRALCIO.

RELAZIONE A STRUTTURA ULTIMATA

1 - CARATTERISTICHE DELLA COSTRUZIONE.

La costruzione, che riguarda la realizzazione della palestra, comprende solamente una parte della stessa e, per motivi di finanziamento, solo le opere al rustico.

L'edificio si compone di tre settori funzionali distinti e più precisamente di due palestre collegate da una zona intermedia di servizi.

L'intero manufatto copre un'area di circa 3500 mq. con un volume complessivo di circa 23700 mc.

La maglia strutturale, sui fronti principali, ha il modulo di ml. 3.60; le strutture portanti verticali sono in c.a. mentre le coperture sono realizzate con travi reticolari in acciaio per la palestra e con solai piani in laterocemento per il nucleo servizi. Le tamponature esterne, (realizzate solo in parte) sono in pannelli prefabbricati in c.a.v. di grandi dimensioni, colorati in sede di confezione.

2 - IMPRESA COSTRUTTRICE.

Le opere sono state date in appalto alla Impresa:

POLESE COSTRUZIONI S.P.A. - SACILE (PN) - Campo Marzio 33

3 - DENUNCIA LAVORI ALL'UFF. PROV. SERVIZI TECNICI.

La denuncia è evvenuta in due fasi:

- la prima in data 03.09.91 è stata approvata nella seduta del 08.10.91 - parere N° 257 e depositata in archivio al N° 2272;
- la seconda in data 30.01.92 è stata approvata nella seduta del 19.02.92 - parere N° 54 e depositata in archivio N° 2272.

4 - INIZIO E TERMINE DEI LAVORI.

I lavori sono stati iniziati, per la parte strutturale, il 08 10.91 con il getto del magrone delle fondazioni.

L'ultimo getto e pertanto l'ultimazione dei lavori, è avvenuta il 16.04.92.

5 - TECNICI INTERESSATI ALL'OPERA.

I tecnici interessati, oltre al progettista architettonico Arch.

Manfredi Nicoletti- via di S.Simone - Roma, risultano:

Progettista delle strutture: dott. ing. Giuseppe Suraci, via Chinotto 15 - Udine - Albo Prof. Udine N° 676.

Direttore lavori: dott. ing. Roberto Pessina, via Del Monte 5 Palmanova - albo prof. Udine N° 456.

6 - VARIANTI IN CORSO D'OPERA.

Non sono state apportate varianti in corso d'opera e pertanto le opere sono state eseguite in aderenza al progetto atruttura le approvato.

7 - RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SUI MATERIALI..

Durante l'esecuzione delle opere sono stati prelevati i cam-
pioni per il calcestruzzo ed il ferro. Le prove sono state ese

guita presso il "LABORATORIO UFFICIALE" dell'Università degli Studi di Udine. I relativi certificati, vistati dal Direttore dei lavori, vengono allegati alla presente relazione.

8 - PROVE PRATICHE DI CARICO.

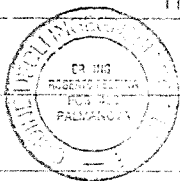
Durante l'esecuzione dei lavori non sono state effettuate prove pratiche di carico che vengono lasciate alla discrezionalità del Collaudatore Statici.

Le opere in oggetto sono state controllate costantemente dallo scrivente per quanto di sua competenza in base alle norme vigenti in materia.

Udine, 22 aprile 1992

IL DIRETTORE DEI LAVORI

ing. Roberto Pessina



ing. Roberto Pessina

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI UDINE
ISTITUTO DI MECCANICA TEORICA ED APPLICATA

LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE

33100 UDINE VIA SONDRIO n° 2/10 - Tel. 0432/470848

Udine, 01 aprile 1992

CERTIFICATO DI PROVA n. 146/92

Campioni di conglomerato cementizio inviati da direttore dei lavori ing. Roberto Pessina

con richiesta scritta del 27/03/92 per conto di POLESE SPA - Sacile (Pordenone)

provenienti da (*) cantiere sito in via Fagagna - Udine per la costruzione del Nuovo Centro Sportivo Universitario di proprietà dell'Università degli Studi di Udine

modalità di rettifica delle facce -----

RISULTATI DELLE PROVE A COMPRESSIONE SU N. 8 PROVINI

dati particolari (*) -----

Contrassegno R_{ck}	Area compressa cm^2	Altezza cm	Data della confezione (*)	Data della prova	Carico unitario di rottura N/mm^2	Massa Kg
FONDAZIONI 250	225	15	14/10/91	30/03/92	49.80	--
FONDAZIONI 250	225	15	14/10/91	30/03/92	54.33	--
PILASTRI SUD 300	225	15	18/10/91	30/03/92	41.47	--
PILASTRI SUD 300	225	15	18/10/91	30/03/92	53.73	--
TRAVI NORD 300	225	15	24/10/91	30/03/92	44.80	--
TRAVI NORD 300	225	15	24/10/91	30/03/92	44.80	--
GRADINATE 300	225	15	28/10/91	30/03/92	29.00	--
GRADINATE 300	225	15	28/10/91	30/03/92	55.67	--

OSSERVAZIONI: -----

LO SPERIMENTATORE
(coll.tec. Claudio Pittis)

IL RETTORE
PER IL RETTORE
IL DELEGATO

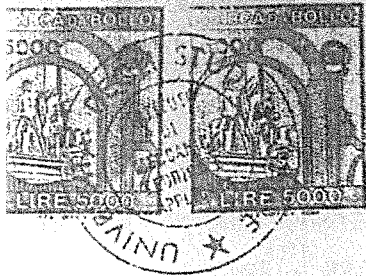
Ing. G. COMUNI

IL DIRETTORE DELL'ISTITUTO
(prof. Cesare Davini)

IL DIRETTORE DEI LAVORI
(Ing. Roberto Pessina)



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI UDINE
ISTITUTO DI MECCANICA TEORICA ED APPLICATA
LABORATORIO UFFICIALE PROVE MATERIALI E STRUTTURE
33100 UDINE - VIA SONDRIO n° 2/10 - Tel. 0432/470848



Udine, 01 aprile 1992

CERTIFICATO DI PROVA n. 147/92

Campioni di acciaio inviati da direttore dei lavori ing. Roberto Pessina

con richiesta scritta del 27/03/92 per conto di POLESE SPA - Sacile (Pordenone)

provenienti da (*) cantiere sito in via Fagagna - Udine per la costruzione del Nuovo Centro Sportivo Universitario di proprietà dell'Università degli Studi di Udine.

RISULTATI DELLE PROVE SU N. 8 PROVETTE

dati particolari (*) barre di acciaio tipo Fe B 44 k .

Contrassegno	Diametro o lati nominali della sezione mm	Massa unitaria kg/m	Diametro barra equipesante mm	TRAZIONE			
				Carico unitario		Allungamento % dopo la rottura A	
				snervamento N/mm²	rottura N/mm²		
--	8	0.395	8.01	550.44	650.52	23.75	
--	8	0.396	8.02	544.48	641.97	26.25	
--	10	0.603	9.90	542.83	764.33	18.00	
--	10	0.612	9.97	516.46	742.41	20.00	
--	12	0.871	11.89	473.34	751.08	24.17	
--	12	0.871	11.89	474.21	749.66	21.67	
--	16	1.572	15.97	571.88	663.21	21.88	
--	16	1.571	15.97	570.84	663.74	21.25	

OSSERVAZIONI: campioni di acciaio ad aderenza migliorata .

LO SPERIMENTATORE
(coll.tec. Claudio Pittis)



IL RETTORE
PER IL RETTORE
IL DELEGATO
Prof. Tassin

IL DIRETTORE DELL'ISTITUTO
(prof. Cesare Davini)

IL DIRETTORE DEI LAVORI
(Ing. Roberto Pessina)

(*) Dati forniti dal Richiedente le prove.

ALLA DIREZIONE PROVINCIALE
DEI LAVORI PUBBLICI
UDINE

DEPOSITATO AL N° 2272/91
DELL' APPOSITO ARCHIVIO
Udine, 11

CERTIFICATO DI COLLAUDO
(Art. 7 L. 5/11/1971 n. 1086)



delle strutture relative alla costruzione del Nuovo centro sportivo universitario, - la fase - lo stralcio, per conto dell' Università' degli Studi di Udine.

Denuncia n. 2272/91 del 18 settembre 1991 e integrazione del 3 febbraio 1992.

1) INTERESSATI ALL' OPERA

- a) Progettista delle strutture: dr. ing. Giuseppe SURACI, con studio in Udine, Via Chinotto n. 15.
- b) Costruttore: POLESE COSTRUZIONI S.p.A., Sacile (PN), Via Campo Marzio 33.
- c) Direttore dei lavori: dr. ing. Roberto PESSINA, con studio in Palmanova, Via Del Monte 5.
- d) Committente: Università' degli Studi di Udine.

2) DESCRIZIONE DELLE OPERE IN COLLAUDO

L' edificio si compone di tre settori funzionali distinti consistenti in due palestre collegate da una zona intermedia di servizi.

L' intero manufatto copre un area di circa 3500 m² con volume complessivo di circa 23700 m³.

La maglia strutturale, sui fronti principali, ha il modulo di 3.60 m; le strutture portanti verticali sono in c.a., mentre le coperture sono realizzate con travi reticolari in acciaio per la palestra e con solai piani in laterocemento per il nucleo servizi. Le tamponature esterne, realizzate

solo in parte, sono in pannelli prefabbricati in c.a.v. di grandi dimensioni, colorati in sede di confezione.

Per motivi di finanziamento la costruzione realizzata e' incompleta. Essa comprende il corpo A, al rustico e senza la definitiva coibentazione della copertura, e parte del corpo B, consistente delle sole membrature e dei solai laterizi fino al primo piano, incompleta per quanto riguarda le membrature sovrastanti il primo piano e senza la copertura.

Il presente certificato di collaudo si riferisce alla sola parte realizzata.

3) MATERIALI IMPIEGATI

E' previsto l' impiego dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo classe Rck 300
- Armatura metallica: FeB 44K (controllato in stabilimento)
- Acciaio per piatti e profilati: Fe 360
- Solai:
 - a) "Omnia Bausta" a nervature parallele in c.a. con interposti blocchi in laterizio e sovrastante cappa in c.a.
 - b) caratteristiche:
 - altezza cm 16 + 4 (solaio piano terra);
 - altezza cm 20 + 4 (solaio 1° piano e copertura);
 - interasse 50 cm.
- Saldature di 2° classe
- Bulloneria: viti classe 8.8; dadi 6.S
- Resistenza del terreno: $\sigma_{am} = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$

4) ESAME DELLA DOCUMENTAZIONE DEPOSITATA ALLA DIREZIONE PROVINCIALE DEI LAVORI PUBBLICI ED OPERAZIONI DI COLLAUDO ESEGUITE

Il sottoscritto prof. ing. Cesare DAVINI, Ordinario di Scienza delle Costruzioni presso la Facolta' di Ingegneria dell' Universita' degli Studi di Udine, iscritto all' Albo degli Ingegneri della Provincia di Pisa con n. 773, che non e' intervenuto in alcun modo nella progettazione,

direzione ed esecuzione delle opere, e' stato incaricato del collaudo dell' opera in oggetto dal Committente, Universita' degli Studi di Udine, secondo quanto disposto dalla vigente normativa.

Le operazioni di collaudo hanno comportato:

- la presa in visione degli elaborati di progetto, delle ipotesi di calcolo, delle tensioni derivanti ai singoli elementi strutturali, dei particolari costruttivi, della documentazione depositata presso codesto Ufficio in data 18/9/1991 e 3/2/1992, prot. n. 2272/91;
- la presa in visione dell' asseverazione redatta dal progettista delle strutture che attesta l' osservanza delle norme sismiche;
- la presa in visione della relazione geotecnica dello Studio TECNOGEO di Udine, via Cortazzis 8, a completamento delle operazioni di consolidamento del terreno di fondazione;
- la presa in visione della relazione a strutture ultimate redatta dal Direttore dei Lavori depositata in data 24/8/1992;
- l' esame delle strutture per controllarne l' esecuzione a regola d' arte e la corrispondenza con i dati di progetto;
- la presa visione dei certificati di prova n. 146/92 e 147/92, rilasciati dal Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture dell' Istituto di Meccanica Teorica ed Applicata dell' Universita' di Udine.

Dall' esame del progetto risulta che la schematizzazione strutturale e le ipotesi di carico sono valide, e che le tensioni di lavoro nei singoli componenti strutturali sono compatibili con la resistenza dei materiali dichiarati. Le prove eseguite sui materiali impiegati garantiscono le resistenze minime previste in sede di calcolo.

Data la complessita' dell' opera si e' inoltre ritenuto necessario disporre una prova di carico sugli elementi di maggior impegno statico. Si e' effettuato un sopralluogo delle opere con il progettista e il direttore dei lavori il 10/6/93. La prova e' stata poi discussa con il progettista, il direttore dei lavori ed un tecnico dell' impresa di costruzioni in un incontro avvenuto il 9/6/1993, presso l' Istituto di Meccanica Teorica ed

Applicata dell' Università degli Studi di Udine.

La prova si e' svolta nei giorni 13/7 e 14/7/93 ed ha riguardato una capriata tipo della copertura del corpo A, la mensola delle tribune del corpo A, la trave principale della palestra del corpo B e il solaio di detta palestra. I risultati sono riassunti e discussi nella relazione allegata, che costituisce parte integrante del certificato di collaudo.

5) CERTIFICATO DI COLLAUDO

Il sottoscritto collaudatore, constatati:

- la corrispondenza delle opere eseguite ai dati del progetto depositato;
- la buona esecuzione del complesso delle strutture in conglomerato cementizio armato e l' assenza in esse di fessurazioni, lesioni od altri indizi di danneggiamento;
- l' osservazione delle leggi e dei regolamenti vigenti in materia;
- i risultati della prova di carico;

DICHIARA

che quanto sopra attestato, eseguito ed accertato personalmente permette di formulare un giudizio positivo sulla stabilita' dell' opera. Resta quindi escluso qualsiasi rischio per l' incolumita' delle persone e pertanto con il presente atto

COLLAUDA

le strutture relative al Nuovo centro sportivo universitario,- la fase - lo stralcio, di proprieta' dell' Università degli Studi di Udine.

Si dichiara inoltre che in sede di collaudo statico e' stata verificata

l' avvenuta osservanza delle norme sismiche secondo quanto previsto
dall' art. 14 della L.R. 34/77.

Udine, 19 luglio 1993

IL COLLAUDATORE

(prof. ing. Cesare DAVINI)



Dott. Ing. CESARE DAVINI
ALBO DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI PISA N. 773

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE
NUOVA SEDE DI ISTITUTI - AREA RIZZI

CENTRO SPORTIVO UNIVERSITARIO
I FASE - I STRALCIO

PROGETTO DI MASSIMA

prof. arch. MANFREDI NICOLETTI - capogruppo

prof. ing. GUIDO GIGLI

prof. ing. GINO MONCADA LO GIUDICE

PROGETTO ESECUTIVO

prof. arch. MANFREDI NICOLETTI

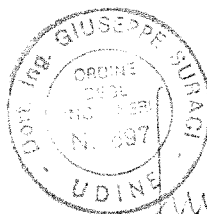
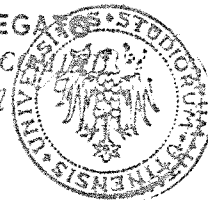
con la partecipazione del prof. ing. G. GIGLI

STRUTTURE

dr. ing. GIUSEPPE SURACI

PER IL RETTORE
IL DELEGATO

Prof. G. C.



PROVVEDI ORATO REGIONALE ALLE OO.PP.
PER IL F. E. C. - AREA RIZZI

COMITATO TECNICO AMMINISTRATIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

VOTO N. 10336

ADUNANZA DEL 20 SET. 1989

IL SEGRETARIO

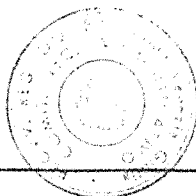
dott. ing. Nicola Salese

S/O

DATA febbraio 1988

CORPI: A - B

AGGIORNAMENTI
giugno 1989



RELAZIONE ILLUSTRATIVA SULLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.

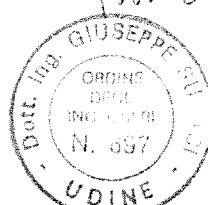
La presente relazione viene redatta allo scopo di fornire all'impresa costruttrice, all'assistente ai lavori e al direttore dei lavori, un quadro sintetico delle caratteristiche, qualità e dosatura dei materiali da impiegare per il confezionamento delle strutture in c.c.a. comprese nel fabbricato in argomento.

I dati sono desunti dalla relazione di calcolo e dai grafici di progetto che si intendono allegati alla presente relazione.

- 1) calcestruzzo della classe Rck 300, confezionato con Kg 300 di cemento tipo 325 per mc. di impasto ed inerti provenienti da impianti di estrazione e lavaggio, aventi granulometrica bene assortita e max. diametro di 20 mm.
- 2) armatura metallica costituita da barre di acciaio FeB44K (controllato in stabilimento)
- 3) solai:
 - a) tipo "Omnia Bausta" a nervature parallele in c.a. con interposti blocchi in laterizio e sovrastante cappa in c.a.
 - b) caratteristiche:
 - altezza cm. 16+4 (solaio piano terra);
 - altezza cm. 20+4 (solaio 1° piano e copertura);
 - interasse cm. 50
- 4) acciaio Fe 360 per piatti e profilati
- 5) saldature 2° classe
- 6) bulloni: viti classe 8.8; dadi 6.S
- 7) ipotesi a base del calcolo circa la natura del suolo di posa delle fondazioni ($\sigma_{t \text{ amm}} = 2,7 \text{ Kg/cm}^2$)

IL DIRETTORE DEI LAVORI

IL PROGETTISTA
DELLE STRUTTURE



4.4.3. Calcolo forze di piano

Piano	Altezza (m)
1	3,80
2	3,85

Coefficiente di protezione sismica $I = 1,2$

Coefficiente sismico $c = 0,07$

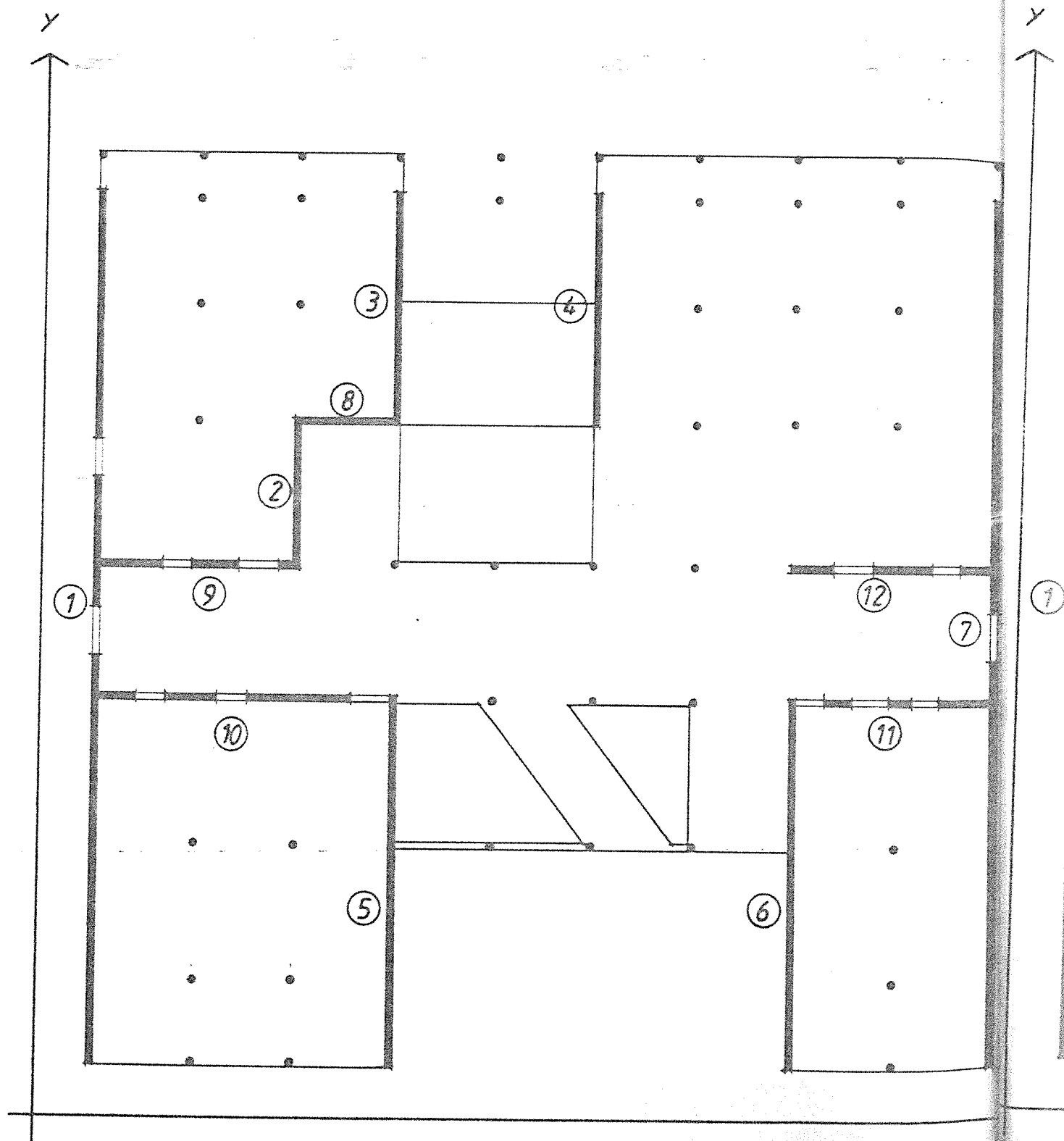
Coefficiente di risposta $R = 1$

Coefficiente di fondazione $e = 1$

Coefficiente di struttura $\beta = 1,4$

Piano n°	H	W	Forza (T)	Tagli (T)
1	3,80	1081,41	89,265	218,947
2	7,65	780,38	129,681	129,681

Schema pareti 1° livello



5.2. Fondazione continua $b = 70$ (filo h)

Analisi dei carichi

dal solaio di copertura	2700 Kg/m
dal solaio di primo piano	3960 "
dal solaio piano terra	2120 "
p. parete	4935 "
p. fondazione	1225 "
	<hr/>
	14940 Kg/m

$$\sigma_t = \frac{14940}{100 \times 70} = 2,13 \text{ Kg/cm}^2$$

14940