

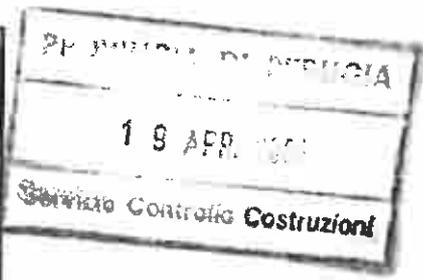
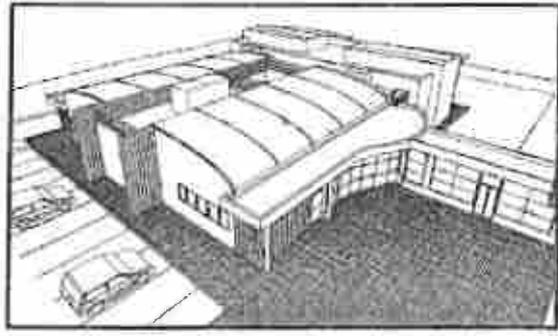
# COMUNE DI CITTA' DI CASTELLO

Ente Appaltante

A. U.S.L. N° 1  
U.O. APPROVVIGIONAMENTI C.SO V. EMANUELE N° 2  
06012 CITTA DI CASTELLO (PG)

Oggetto

## APPALTO CONCORSO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO DI RADIOTERAPIA PRESSO IL NUOVO OSPEDALE DI CITTA' DI CASTELLO



Offerente



**ELEKTA S.p.A.**  
AGRATE BRIANZA (ITALY)

Opere edili ed impianti:



Societa' Impiantistica Industriale

### SIMEtech

SIMEtech srl Via Ovada, 6 - 20142 MILANO (Italia) Tel. 02 89155063 Fax 02 891579829  
Sede Area Sud Via Cancellotto, 3 - 70123 BARI (Italia) Tel. 080 5026830 Fax 0806691113  
E Mail simetechba@fiber.it

Progetto.



### Ingegneria & Servizi S.r.l.

Via E. Caccuri, 7 - 70124 BARI - tel. 080/5099211 - fax 080/5099214  
Via Ovada, 9 - 20142 MILANO tel. 02/89155450  
E Mail iesse@iesseba.it

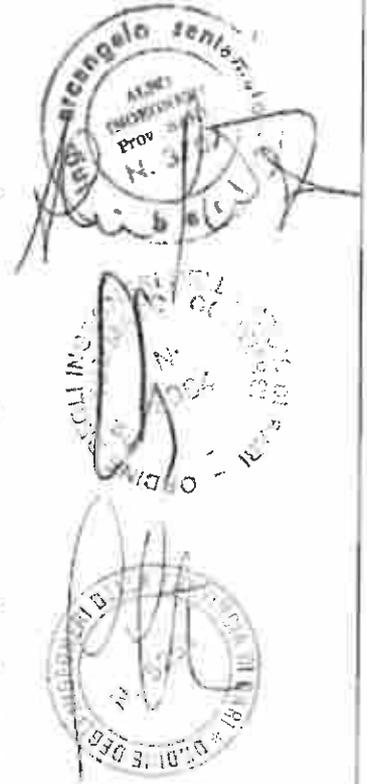
Ing. Tommaso Contursi  
Ing. Angelo Gentile  
Ing. Arcangelo Santamato  
Ing. Sergio Castellano

IMPIANTI ELETTRICI  
IMPIANTI MECCANICI  
OPERE EDILI  
STRUTTURE

Elaborato:

## RELAZIONE DI CALCOLO

Data progetto	Febbraio 2001	Tavola:	Re 03
Disegnato:		Scala:	-----
Verificato:		Aggiornamento:	
Approvato:		Aggiornamento	



# **Comune di Città di Castello**

Realizzazione di un centro per radioterapia  
presso il nuovo ospedale di Città di Castello

## **RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO**

Bari febbraio 2001

## INDICE

1. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI E CRITERI DI CALCOLO	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	5
4. PALAZZINA DEGENZA E UFFICI	6
4.1. ANALISI DEI CARICHI	6
4.2. ANALISI DEI CARICHI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	8
4.3. AZIONI SISMICHE	11
4.4. DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	12
5. BUNKER	16
5.1. ANALISI DEI CARICHI	16
5.2. DIMENSIONAMENTO COPERTURA	17
5.3. VERIFICA SISMICA DEL BUNKER	18
6. RELAZIONE ANALITICA DEI CALCOLI	19
7. PORTICO D'INGRESSO	20
7.1. VERIFICA SISMICA DEI PILASTRI 30 X 30	20

## 1. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO

L'intervento oggetto di questa relazione di calcolo consiste nella realizzazione di un centro per radioterapia nel nuovo ospedale del Comune di **Città di Castello** caratterizzato da un grado di sismicità  $S=9$ .

Il manufatto è costituito da tre corpi isolati tra loro: il portico d'ingresso; la palazzina per la degenza e i servizi connessi alla radioterapia; il bunker all'interno del quale sono ospitate gli acceleratori lineari.

La struttura dedicata all'accoglienza dei degenti si sviluppa su un unico piano, presenta un asse di simmetria, ed è costituita da un solaio a quota di estradosso  $+3.90m$  e da due ali a quota di estradosso  $+3.30m$ .

La palazzina viene realizzata con struttura portante in cemento armato, mentre i solai sono di tipo misto con travetti in c.a.p. e blocchi laterizio dello spessore di  $20+5=30cm$  sul solaio a quota  $3.30m$  e dello spessore  $25+5=30cm$  sul solaio a quota  $3.90m$ . Soltanto una parte del solaio compreso tra i pilastri 9, 10, 13, 14, a causa della presenza del simulatore nell'ambiente inferiore è realizzato con un'unica soletta in c.a. dello spessore  $s=30cm$ .

Il bunker ha le pareti e la copertura dello spessore medio di  $165cm$ . Le dimensioni sono imposte dall'esigenza di schermare l'ambiente esterno dalle radiazioni dell'acceleratore lineare. Il materiale impiegato è il c.a. eccetto due setti di parete interni realizzati con calcestruzzo baritico.

Il terreno di fondazione, al disotto della coltre vegetale, è caratterizzato da un strato di argille giallastre dello spessore di  $7-8m$  con  $q_s=1.8d \text{ aN/cm}^2$ .

Le fondazioni di entrambe le strutture verranno realizzate con delle platee in c.a. che garantiscono il contenimento delle tensioni sul terreno e dei possibili cedimenti differenziali.

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI E CRITERI DI CALCOLO

I calcoli oggetto di questa relazione tecnica sono eseguiti in osservanza di:

D.M.20/11/1987	“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.
D.M. 9/1/1996	“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.”
D.M. 16/1/1996	“Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”
C.M.LL.PP. 4/7/1996	“Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

I materiali impiegati sono:

Calcestruzzo  $R_{ck}=250\text{daN/cm}^2$   
Calcestruzzo  $R_{ck}=300\text{daN/cm}^2$   
Calcestruzzo di barite  
 $E_c=250000\text{ daN/cm}^2$   
Acciaio per cls Armato FeB44k

Acciaio per carpenteria metallica Fe360

Si adottano inoltre i seguenti carichi e sovraccarichi:

Calcestruzzo armato di barite	$3450\text{ da/m}^3$
Calcestruzzo armato	$2500\text{ da/m}^3$
Laterizio	$800\text{ da/m}^3$

La verifica al sisma viene condotta attraverso l’analisi globale della struttura, con il calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni, sottoposta alle seguenti combinazioni di carichi:

Comb1:

$$F_{d1}=1.4 G + 1.5 Q + 1.5 F_{hx}$$

Comb2:

$$F_{d2}=1.4 G + 1.5 Q - 1.5 F_{hx}$$

Comb3:

$$F_{d3}=1.4 G + 1.5 Q + 1.5 F_{ly}$$

Comb4:

$$F_{d4}=1.4 G + 1.5 Q - 1.5 F_{ly}$$

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

#### Calcestruzzo $R_{ck}250$

$R_{ck}$	resistenza caratteristica cubica a compressione		= 250 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	resistenza caratteristica cilindrica a compressione	= 250 x 0.83	= 207.5 daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	coefficiente di sicurezza del materiale		= 1.6 s.l.u. = 1.0 s.l.e
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione (s.l.u.)	$= \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{207.5}{1.6}$	= 129.7 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	resistenza media a trazione pura	$= 0.58 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$	= 23.01 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	resistenza media a trazione per flessione	= 1.2 x $f_{ctm}$	= 27.62 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctk}$	resistenza caratteristica a trazione pura	= 0.7 x $f_{ctm}$	= 16.11 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$	resistenza di calcolo a trazione pura (s.l.u.)	$= \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{16.11}{1.6}$	= 10.07 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$	resistenza di calcolo a trazione per flessione (s.l.u.)	= 1.2 x $\frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	= 12.08 daN/cm <sup>2</sup>

#### Calcestruzzo $R_{ck}300$

$R_{ck}$	resistenza caratteristica cubica a compressione		= 300 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	resistenza caratteristica cilindrica a compressione	= 300 x 0.83	= 249 daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	coefficiente di sicurezza del materiale		= 1.6 s.l.u. = 1.0 s.l.e
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione (s.l.u.)	$= \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{249}{1.6}$	= 155.6 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	resistenza media a trazione pura	$= 0.58 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$	= 25.99 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	resistenza media a trazione per flessione	= 1.2 x $f_{ctm}$	= 31.19 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctk}$	resistenza caratteristica a trazione pura	= 0.7 x $f_{ctm}$	= 18.19 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$	resistenza di calcolo a trazione pura (s.l.u.)	$= \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{18.19}{1.6}$	= 11.37 daN/cm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$	resistenza di calcolo a trazione per flessione (s.l.u.)	= 1.2 x $\frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	= 13.64 daN/cm <sup>2</sup>

#### Acciaio Fe B 44 k

$f_{yk}$	tensione caratteristica di snervamento		= 4300 daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	coefficiente di sicurezza del materiale		= 1.15 s.l.u. = 1.00 s.l.e
$f_{yd}$	tensione di trazione di calcolo (s.l.u.)	$= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4300}{1.15}$	= 3740 daN/cm <sup>2</sup>

## 4. PALAZZINA DEGENZA E UFFICI

### 4.1. ANALISI DEI CARICHI

#### CARICO NEVE

L'intervento è ubicato nel comune di Città di Castello, in Provincia di Perugia, a circa 288 s.l.m. e ricade quindi nella zona II.

$$q_{sk} = 1.15 + 2.6 \times (288 - 200)/1000 = 1.15 + 0.23 = 1.38 \text{ KN/mq} = 138 \text{ daN/mq}$$

I coefficienti di forma da adottarsi sono i seguenti:

Copertura bunker

$$\mu_1 = 0.8$$

Copertura cilindrica:

Distribuzione uniforme:

$$\mu_1 = 0.8$$

Distribuzione non uniforme (triangolare)

$$\mu_2 = 2.0$$

$$\mu_3 = 1.0$$

Discontinuità tra il solaio e le due coperture cilindriche:

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_w = (7.0 + 6.0)/2 \times 1.80 = 3.6 \geq 200 \times 1.80/138 = 2.6$$

$$\text{con } 0.8 \leq \mu_w < 2.5$$

per cui viene assunto:

$$\mu_w = 2.5$$

per una lunghezza:

$$l_s = 2 \times 1.80 = 3.60 \text{ m}$$

#### CARICO VENTO

L'intervento ricade nella zona 3 con  $h = 288 \text{ m} < 500 \text{ m}$ :

$$v_{ref} = v_{ref,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$q_{ref} = 27^2/1.6 = 455 \text{ N/mq} = 48.5 \text{ daN/mq}$$

Per la classe B del terreno e categoria di esposizione IV si ha un coefficiente di esposizione;

$$C_e = 1.8$$

Per cui la pressione del vento sulle superfici vale:

$$p = 1.8 \times 48.5 \times c_p = 81.9 \times c_p \text{ daN/mq}$$

Dove:

$$c_p = c_{pe} - c_{pi}$$

$$c_{pe} = -0.4$$

$$c_{pe} = \text{variabile}$$

$$c_{pe} = -0.4$$

$$c_{pe} = +0.8$$

copertura cilindrica sottovento

copertura cilindrica sopravvento

parete sottovento

parete sopravvento

$$c_{pi} = \pm 0.2.$$

#### CARICHI UNITARI

##### *Copertura cilindrica*

Alla copertura cilindrica, comprensiva del telaio, con passo 2.00m, degli arcarecci e dei pannelli di rivestimento viene assegnata un'incidenza sul solaio  $h = 30 \text{ cm}$  di **60 daN/mq**.

##### *Solaio $h = 30 \text{ cm}$ con copertura cilindrica*

Peso proprio 440 daN/m<sup>2</sup>

Sovraccarico permanente:

Guaina di impermeabilizzazione 30 daN/m<sup>2</sup>

<b>Totale permanenti</b>	<b>470 daN/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Solaio h= 30cm</i></b>	
Peso proprio	440 daN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente:	
Intonaco intradosso s=1 cm	20 daN/m <sup>2</sup>
Massetto	100 daN/m <sup>2</sup>
Pavimento in ceramica	40 daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanenti</b>	<b>600 daN/m<sup>2</sup></b>
<b>Incidenza impianti</b>	<b>250 daN/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Solaio h= 25cm</i></b>	
Peso proprio	370 daN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente:	
Intonaco intradosso s=1 cm	20 daN/m <sup>2</sup>
massetto	100 daN/m <sup>2</sup>
Pavimento in ceramica	40 daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanenti</b>	<b>530 daN/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Soletta in c.a. h= 30cm</i></b>	
Peso proprio	750 daN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente:	
Intonaco intradosso s=1 cm	20 daN/m <sup>2</sup>
Sottofondo s=6cm	120 daN/m <sup>2</sup>
Pavimento in ceramica	40 daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale permanenti</b>	<b>930 daN/m<sup>2</sup></b>
<b>Incidenza impianti</b>	<b>250 daN/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Trave 40 x 60</i></b>	
Peso proprio	600 daN/m
<b><i>Trave 60 x 25</i></b>	
Peso proprio	375 daN/m



$$\text{Carico accidentale} \quad (138 \times 0.8) \times 3.50 \quad = 386 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{Fd} = 2700 \times 1.4 + 386 \times 1.5 = 3780 + 579 = 4359 \text{ daN/mq}$$

#### **TRAVE 9-10-11-12 / 13-14-15-16**

La trave ha sezione 40x60 ed è estradossata rispetto al solaio  $h = 30 \text{ cm}$ .

##### Analisi dei carichi

###### *1<sup>a</sup> campata*

Peso proprio	$0.4 \times 0.6 \times 2500$	= 600 daN/ml
Incidenza solaio	$600 \times 3.50$	= 2100 daN/ml
Incidenza soletta	$930 \times 3.00$	= 2790 daN/ml
Impianti	$250 \times 1.00$	= 250 daN/ml
<b>Totale permanenti</b>		<b>5740 daN/ml</b>

Carico accidentale	$(138 \times 0.8) \times 3.50$	= 386 daN/ml
Carico accidentale	$(138 \times 1.5) \times 3.00$	= 621 daN/ml
<b>Totale</b>		<b>1007 daN/ml</b>

$$\mathbf{Fd}_1 = 5740 \times 1.4 + 1007 \times 1.5 = 8036 + 1510 = 9546 \text{ daN/ml}$$

###### *2<sup>a</sup> campata*

Peso proprio	$0.4 \times 0.6 \times 2500$	= 600 daN/ml
Incidenza solaio	$600 \times 6.50$	= 3900 daN/ml
Impianti	$250 \times 1.00$	= 250 daN/ml
<b>Totale permanenti</b>		<b>4750 daN/ml</b>

Carico accidentale	$(138 \times 0.8) \times 3.50$	= 386 daN/ml
Carico accidentale	$(138 \times 1.5) \times 3.00$	= 621 daN/ml
<b>Totale</b>		<b>1007 daN/ml</b>

$$\mathbf{Fd}_2 = 4750 \times 1.4 + 1007 \times 1.5 = 6650 + 1510 = 8160 \text{ daN/ml}$$

###### *3<sup>a</sup> campata*

Peso proprio	$0.4 \times 0.6 \times 2500$	= 600 daN/ml
Incidenza solaio	$600 \times 3.50$	= 2100 daN/ml
<b>Totale permanenti</b>		<b>2700 daN/ml</b>

$$\text{Carico accidentale} \quad (138 \times 0.8) \times 3.50 \quad = 386 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{Fd}_3 = 2700 \times 1.4 + 386 \times 1.5 = 3780 + 579 = 4359 \text{ daN/mq}$$

#### **TRAVE 4-8/ 20-24**

##### Analisi dei carichi

###### *1<sup>a</sup> campata*

Peso proprio	$0.6 \times 0.25 \times 2500$	= 375 daN/ml
Incidenza solaio	$530 \times 5.60/2$	= 1484 daN/ml
<b>Totale permanenti</b>		<b>1859 daN/ml</b>

$$\text{Carico accidentale} \quad (138 \times 1.2) \times 5.60/2 \quad = 465 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{Fd} = 1859 \times 1.4 + 465 \times 1.5 = 2602 + 695 = 3297 \text{ daN/ml}$$

**TRAVE 2-6/ 18-22**Analisi dei carichi*1<sup>a</sup> campata*

Peso proprio	$0.6 \times 0.25 \times 2500$	= 375 daN/ml
--------------	-------------------------------	--------------

<u>Incidenza solaio</u>	<u><math>530 \times (5.60+4.50)/2</math></u>	<u>= 2675 daN/ml</u>
-------------------------	--	----------------------

Totale permanenti		<b>3050 daN/ml</b>
-------------------	--	--------------------

Carico accidentale	$(138 \times 1.2) \times (5.60+4.50)/2$	= 835 daN/ml
--------------------	---	--------------

$$F_d = 3050 \times 1.4 + 835 \times 1.5 = 4270 + 1252 = 5522 \text{ daN/ml}$$

**TRAVE 3-7/ 19-23**Analisi dei carichi*1<sup>a</sup> campata*

Peso proprio	$0.6 \times 0.25 \times 2500$	= 375 daN/ml
--------------	-------------------------------	--------------

<u>Incidenza solaio</u>	<u><math>530 \times (4.50+6.00)/2</math></u>	<u>= 2782 daN/ml</u>
-------------------------	--	----------------------

Totale permanenti		<b>3157 daN/ml</b>
-------------------	--	--------------------

Carico accidentale	$(138 \times 1.2) \times (4.50+6.00)/2$	= 870 daN/ml
--------------------	---	--------------

$$F_d = 3157 \times 1.4 + 870 \times 1.5 = 4420 + 1305 = 5725 \text{ daN/ml}$$

**TRAVE 4-8/ 20-24***1<sup>a</sup> campata*

Peso proprio	$0.6 \times 0.25 \times 2500$	= 375 daN/ml
--------------	-------------------------------	--------------

<u>Incidenza solaio</u>	<u><math>530 \times 1.15+(6.00)/2</math></u>	<u>= 2200 daN/ml</u>
-------------------------	--	----------------------

Totale permanenti		<b>2575 daN/ml</b>
-------------------	--	--------------------

Carico accidentale	$(138 \times 1.2) \times 1.15+(6.00)/2$	= 687 daN/ml
--------------------	---	--------------

$$F_d = 2575 \times 1.4 + 687 \times 1.5 = 3605 + 1030 = 4635 \text{ daN/ml}$$

### 4.3. AZIONI SISMICHE

Si calcolano, di seguito, le masse strutturali, i carichi permanenti e i sovraccarichi che gravano su ciascun solaio.

#### SOLAIO A QUOTA +3.30

Travi 60 x 25

$$4 \times 2.40 \times 375 = 3600 \text{ daN}$$

Solaio h=25 cm

$$2.40 \times 17.25 \times 530 = 21942 \text{ daN}$$

**Totale permanenti 25542 daN**

Carico accidentale (neve)

$$2.40 \times 17.25 \times 165 = 6855 \text{ daN}$$

#### SOLAIO A QUOTA +3.90

Travi 40 x 60

$$4 \times 17.25 \times 600 = 41400 \text{ daN}$$

Solaio h=30 cm

$$2 \times 7.00 \times 17.25 \times 600 = 144900 \text{ daN}$$

$$6.00 \times 4.50 \times 600 = 16200 \text{ daN}$$

Soletta h=30 cm

$$6.00 \times 5.60 \times 930 = 31248 \text{ daN}$$

Impianti

$$4.00 \times 2.00 \times 250 = 2000 \text{ daN}$$

**Totale permanenti 235.748 daN**

Carico accidentale (neve)

$$2 \times 7.00 \times 17.25 \times 110 = 26565 \text{ daN}$$

$$6.00 \times (5.60 + 4.50) \times 207 = 12544 \text{ daN}$$

**Totale accidentali 39.109 daN**

Viene eseguita l'analisi statica degli effetti sismici con il metodo degli stati limite ultimi senza redistribuzione dei momenti

L'azione del sisma si considera equivalente ad una azione orizzontale, proporzionale alle masse strutturali e a una aliquota dei carichi di esercizio, agente non contemporaneamente lungo la direzione x e quella y applicata nel baricentro delle masse.

Il comune di Città di Castello ha un grado di sismicità  $S=9$ .

Le azioni sismiche orizzontali e verticali valgono dunque:

$$F_{hi} = C \times R \times \varepsilon \times \beta \times \gamma_i \times W_i$$

$$F_{hi} = 0.07 \times 1.0 \times 1.2 \times 1.05 \times 1.0 \times W_i = 0.088 W_i$$

$$W_i = G_i + sQ_i$$

$$s = 0.50$$

$$F_v = 2 \times 0.07 \times 1.2 \times W_i = 0.168 W_i$$

$$W_i = 235748 + 0.5 \times 39109 = 255.302 \text{ daN} \quad \text{Solaio a quota +3.90}$$

$$F_{hi} = 0.088 \times 255.302 = 22.466 \text{ daN} \quad \text{Solaio a quota +3.90}$$

$$W_i = 25542 + 0.5 \times 6855 = 28.969 \text{ daN} \quad \text{Solaio a quota +3.30}$$

$$F_{hi} = 0.088 \times 28.969 = 2.549 \text{ daN} \quad \text{Solaio a quota +3.30}$$

#### 4.4. DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

##### VERIFICA DEL MOMENTO FLETTENTE

Il calcolo è eseguito con l'ipotesi che la sezione sia normalmente armata con rottura nel "dominio 3". Deve risultare, quindi che:

$$\omega_s < \omega_{bal}$$

$$\omega_{bal} = 0.5277 \text{ per acciaio FeB44k}$$

$$\omega_s = A_s \times f_{yd} / (b \times d \times f_{cu})$$

da cui

$$A_{smax} = 0.5277 \times b \times d \times f_{cu} / f_{yd} = 0.5277 \times 40 \times 57 \times 129.7 / 3740 = 41.7 \text{ cm}^2$$

$$\mu_d = \omega_s \left(1 - \frac{\omega_s}{2}\right)$$

$$M_{rd} = \mu_d \times b \times d^2 \times f_{cu}$$

##### VERIFICA DEL TAGLIO

Si prevede l'adozione di sole staffe a due o quattro bracci. La sezione della trave è 40x60 e il calcestruzzo è di classe R<sub>ck</sub>250.

L'armatura trasversale deve essere tale da verificare:

$$V_{sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

V<sub>sdu</sub> = taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo

V<sub>cd</sub> = capacità portante di taglio del cls

V<sub>wd</sub> = resistenza delle staffe

$$V_{cd} = 0.60 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{wd} = A_{sw} \times f_{yd} \times \frac{0.90d}{s} \geq 0.50 V_{sdu}$$

dove:

s = passo delle staffe

A<sub>sw</sub> = area delle staffe

d = altezza utile della sezione

##### Travi 40 x 60

$$V_{cd} = 0.60 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0.60 \times 10.07 \times 40 \times (60-3) = 13.775 \text{ daN}$$

Alle staffe, inoltre, è affidato l'assorbimento di almeno il 50% di V<sub>sdu</sub>. La norma prevede, in prossimità dei nodi, che il passo delle staffe sia di 14cm, adottando tondini staffe a due bracci  $\phi$  8 si ha:

$$V_{wd} = 2 \times 0.50 \times 3740 \times \frac{0.90 \times 57}{14} = 12790 \text{ daN}$$

Il valore ultimo della sollecitazione tagliante per la sezione in esame vale dunque:

$$V_{ult} = 13775 + 12790 = 26565.8 \text{ daN}$$

Inoltre, per la verifica del conglomerato compresso deve risultare:

$$V_{sdu} \leq 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 129.7 \times 40 \times (60-3) = 88.714 \text{ daN}$$

##### Travi 60 x 25

$$V_{cd} = 0.60 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0.60 \times 10.07 \times 60 \times (25-3) = 7.795 \text{ daN}$$

Alle staffe, inoltre, è affidato l'assorbimento di almeno il 50% di V<sub>sdu</sub>. La norma prevede, in prossimità dei nodi, che il passo delle staffe sia di 1/4h<sub>u</sub>=5cm, adottando tondini staffe a quattro bracci  $\phi$  8 si ha:

$$V_{wd} = 4 \times 0.50 \times 3740 \times \frac{0.90 \times 22}{5} = 29620 \text{ daN}$$

Il valore ultimo della sollecitazione tagliante per la sezione in esame vale dunque:

$$V_{ult} = 7795 + 29620 = 37.596 \text{ daN}$$

Inoltre, per la verifica del conglomerato compresso deve risultare:

$$V_{sd} \leq 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 129.7 \times 60 \times (25-3) = 51.361 \text{ daN}$$

*Di seguito vengono riportati i valori ultimi delle sollecitazioni derivanti dall'analisi globale dell'edificio sottoposto alle quattro combinazioni di carico riferenti all'azione sismica oltre a quella relativa alla combinazione di carico ultima senza sisma.*

#### TRAVE 5-6-7-8/17-18-19-20

Trave	M <sup>-</sup> (daNcm)	M <sup>+</sup> (daNcm)	As (cm <sup>2</sup> )	Vmax (daN)	staffe	bracci
5/17des	-591664		3.03	-10998	φ 8 @ 14"	2
campata		806420	4.16			
6/18sin	-1228493		6.43	13393	φ 8 @ 14"	2
6/18des	-863013		4.46	-9602	φ 8 @ 14"	2
campata		203844	1.03			
7/19sin	-1019918		5.34	10181	φ 8 @ 14"	2
7/19des	-1400358		7.44	-14353	φ 8 @ 14"	2
campata		944046	4.92			
8/20sin	-761121		3.94	12154	φ 8 @ 14"	2

#### TRAVE 9-10-11-12/13-14-15-16

Trave	M <sup>-</sup> (daNcm)	M <sup>+</sup> (daNcm)	As (cm <sup>2</sup> )	Vmax (daN)	staffe	bracci
9/13des	-2831606		16.06	-28081	φ 10 @ 14"	2
campata		1417938	7.54			
10/14sin	-2046866		11.18	25725	φ 10 @ 14"	2
10/14des	-1688792		9.09	-18914	φ 8 @ 14"	2
campata		507524	2.60			
11/15sin	-1503235		8.02	17992	φ 8 @ 14"	2
11/15des	-1593275		8.53	-15086	φ 8 @ 14"	2
campata		971111	5.05			
12/16sin	-564867		2.90	11583	φ 8 @ 14"	2

#### SOLAIO 3 CAMPATE A QUOTA +390

Il solaio è costituito da tre campate aventi luce 7.00-6.00-7.00m e spessore 30 cm. La verifica viene eseguita in corrispondenza delle travi 9-10 e 13-14 dove il campo centrale è costituito da una soletta di cls. dello spessore di 30cm necessaria per la schermatura del simulatore collocato nell'ambiente sottostante. Agli appoggi di estremità viene assegnata una debole rigidezza alla rotazione pari a 1/36. I momenti negativi si riferiscono alla combinazione di calcolo ultima mentre i momenti positivi in campata sono calcolati per la combinazione rara per il dimensionamento del travetto di c.a.p. Il momento positivo in combinazione ultima viene invece adottato per il dimensionamento della soletta.

Trave	M <sup>-</sup> (daNm/m)	M <sup>+</sup> (daNm/m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	Vmax (daN/m)
App. 5-6	-800			3410
campata		2906	-	
App. 9-10	-6513		7.16	5526
campata		2271 (c.u.)	2.44	
App. 13-14	-6513		7.16	5526
campata		2906	-	
App. 17-18	-800			3410

Agli appoggi si prevedono delle armature integrative,  $1\phi 14 + 1\phi 16 @ 50''$ , per l'assorbimento del momento negativi:

$$A_f = 2.05 + 1.54 = 3.59 \text{ cm}^2 @ 50'' = 7.18 \text{ cm}^2/\text{m} > 7.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Inferiormente va prevista un'armatura in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio:

$$A_s = \frac{5526}{0.9 \times 3740} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si predisporre, quindi  $1\phi 12 \text{ inf.} @ 50''$ :

$$A_f = 1.13 \text{ cm}^2 @ 50'' = 2.26 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Per soletta in c.a. l'armatura necessaria è di  $2.44 \text{ cm}^2/\text{m}$  inferiore a quella minima prevista dalle normative, per cui si prevede.

$$A_{smin} = 30 \times 100 \times 0.0015 = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si dispongono  $1\phi 12 @ 25''$ :

$$A_f = 1.13 \times 4 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tra le travi 6-7 e 11-12 il solaio è ad unica campata il momento positivo in mezzeria vale dunque:

$$M^+ = \frac{711 \times 7.0^2}{8} = 4355 \text{ daNm/m}$$

#### TRAVE 1-5/2-6/3-7/4-8/17-21/18-22/19-23/20-24

Le travi dell'impalcato a quota +3.30 sono caratterizzate da sollecitazioni sostanzialmente analoghe. Il dimensionamento viene eseguito considerando i valori estremi dei momenti flettenti e del taglio delle quattro travi.

Trave	M (daNm)	M <sup>+</sup> (daNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>max</sub> (daN)	staffe	bracci
des	-484311			8658,83	$\phi 8 @ 6''$	4
campata		287806				
sin	-233299			-7198,36	$\phi 8 @ 6''$	4

#### SOLAIO 3 CAMPATE A QUOTA +330

Il solaio è costituito da tre campate aventi luce 5.60-4.50-6.00m e spessore 25 cm. Il solaio è da realizzarsi con travetti in c.a.p. con armatura integrativa per i momenti negativi e il taglio. Agli appoggi di estremità viene assegnata una debole rigidità alla rotazione pari a 1/36. I momenti negativi si riferiscono alla combinazione di calcolo ultima mentre i momenti positivi in campata sono calcolati per la combinazione rara per il dimensionamento del travetto di c.a.p.

Trave	M (daNm/m)	M <sup>+</sup> (daNm/m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	V <sub>max</sub> (daN/m)
App. 1-5	-700			2130
campata		1862	-	
App. 2-6	-2791		3.72	3298
campata		200	-	
App. 3-7	-3243		4.34	3540
campata		2906	-	
App. 4-8	-800			2459

Agli appoggi si prevedono delle armature integrative,  $2\phi 12 @ 50''$ , per l'assorbimento del momento negativi:

$$A_f = 2 \times 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 @ 50'' = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m} > 4.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Inferiormente va prevista un'armatura in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio:

$$A_s = \frac{3540}{0.9 \times 3740} = 1.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si predispone, quindi 1 $\phi$ 10 inf. @ 50":

$$A_f = 0.78 \text{ cm}^2 @ 50'' = 1.57 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### **PILASTRI CIRCOLARI $\phi$ 30 CM**

$$N_{\max} = 7817 \text{ daN}$$

$$M_{\max} = 2037 \text{ daNm}$$

I pilastri si armano con 8 ferri longitudinali  $\phi$  12 e staffe circolari  $\phi$  8. La disposizione delle staffe si evince dagli elaborati di progetto.

#### **PILASTRI PARETE 40 X 200**

$$N_{\max} = 28222 \text{ daN}$$

$$M_{\max} = 28563 \text{ daNm}$$

I pilastri si armano con complessivi 8 ferri longitudinali  $\phi$  14 all'estremità si prevedono inoltre dei ferri longitudinali  $\phi$  12. La disposizione delle staffe si evince dagli elaborati di progetto.

#### **PILASTRI 40 X 40**

$$N_{\max} = 44311 \text{ daN}$$

$$M_{\max} = 7356 \text{ daNm}$$

I pilastri si armano 4  $\phi$  14 + 4  $\phi$  12 e staffe  $\phi$  8. La disposizione delle staffe si evince dagli elaborati di progetto.

## 5. BUNKER

### 5.1. ANALISI DEI CARICHI

#### COPERTURA

Soletta	$1.40 \times 2500 =$	3500 daN/mq
Massetto		200 daN/mq
Pavimentazione		100 daN/mq
Totale		3800 daN/m <sup>2</sup>

$$\text{Contrafforte } 0.85 \times 2500 = 2125 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Peso proprio } 3800 \times 10.05 \times 22.80 = 870.732 \text{ daN/m}^2$$

$$2125 \times 4.50 \times 10.00 = 95.625 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Totale carichi permanenti } 966.375 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Carichi accidentali } 138 \times 10.05 \times 22.80 = 31621 \text{ daN}$$

#### PARETI

##### Parete 1:

$$2 \times 10.05 \times 1.40 \times 2500 = 70.350 \text{ daN/m}$$

##### Parete 2:

$$10.05 \times 1.00 \times 2500 = 25.125 \text{ daN/m}$$

##### Parete 3 (cls baritico):

$$2 \times 4.00 \times 1.35 \times 3450 = 37.260 \text{ daN/m}$$

##### Parete 4:

$$2 \times 20.00 \times 1.65 \times 2500 = 165.000 \text{ daN/m}$$

##### Parete 5:

$$2 \times 1.50 \times 1.35 \times 2500 = 10.125 \text{ daN/m}$$

$$\text{Totale pareti: } 307.860 \times 3.25 = 1000369 \text{ daN}$$

#### PLATEA DI FONDAZIONE

##### Peso proprio

$$12.00 \times 25.00 \times 1.00 \times 2500 = 750.000 \text{ daN}$$

## 5.2. DIMENSIONAMENTO COPERTURA

La copertura viene calcolata come una piastra, le sollecitazioni sono valutate per le due ipotesi più gravose: piastra appoggiata sui quattro lati (massimo momento positivo), piastra incastrata su un lato e appoggiata sugli altri tre (massimo momento negativo sugli appoggi).

La piastra ha dimensioni 8.4 x 8.40 m;  $A = 70.6 \text{ m}^2$ . Il contrafforte si considera distribuito su tutta la superficie

$$Q_d = (3800 + 2125 \cdot \frac{45.0}{70.6}) \cdot 1.4 + (138) \cdot 1.5 = 7216 + 207 = 7425 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{\text{max}}^{(+)} = \frac{7425 \cdot 8.4^2}{22.6} = 23176 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 4.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{max}}^{(-)} = \frac{7425 \cdot 8.4^2}{11.9} = 44015 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 9.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

L'armatura minima regolamentare corrisponde, tuttavia, allo 0.15% della sezione reagente a flessione per cui

$A_s = 0.0015 \cdot 100 \cdot 137 = 20.55 \text{ cm}^2/\text{m}$  per cui si prevede una doppia rete  $\phi 16 @ 20''$  superiore e inferiore.

Per quanto riguarda il taglio si ha:

$$V_{\text{sdu}} = 7425 \cdot 8.40/2 = 31185 \text{ daN/m}$$

$\tau_{\text{cdi}} = \frac{31185}{0.9 \cdot 100 \cdot 137} = 2.5 \text{ daN/cm}^2/\text{m}$  per cui non è necessario prevedere alcuna armatura per il taglio.

### SBALZO

È prevista la presenza di uno sbalzo,  $l = 1.95 \text{ m}$ , realizzato in c.a. e blocchi di laterizio dello spessore  $s = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$ .

Analisi dei carichi:

peso proprio	600 daN/m <sup>2</sup>
incidenza impianti	250 daN/m <sup>2</sup>
<b>totale permanenti</b>	<b>850 daN/m<sup>2</sup></b>
<b>carico neve</b>	<b>138 daN/m<sup>2</sup></b>

$$\text{Incremento sismico: } 0.4 \times (850 + 0.5 \cdot 138) = 367.6$$

$$Q_d = 850 \cdot 1.4 + 138 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 367.6 = 1190 + 207 + 551.4 = 1948 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{\text{max}}^{(-)} = \frac{1948 \cdot 1.95^2}{2} = 3705 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 4.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si dispone, quindi, 1  $\phi 16 @ 50''$ .

$$V_{\text{sdu}} = 1948 \cdot 1.95 = 3798 \text{ daN/m}$$

La tensione tangenziale su ciascuna costola di solaio vale:

$$\tau_{\text{cdi}} = \frac{3798}{0.9 \cdot 12 \cdot 30} = 5.9 \text{ daN/cm}^2$$

### 5.3. VERIFICA SISMICA DEL BUNKER

Si considera la piastra avente dimensioni 8,4 x 8,40 m  $A = 70.6 \text{ m}^2$ . Il contrafforte si considera distribuito su tutta la superficie

$$Q_d = (3800 + 2125 \cdot \frac{45.0}{70.6}) \cdot 1.4 + (138) \cdot 1.5 = 7216 + 207$$

$$F_{hi} = C \times R \times \epsilon \times \beta \times \gamma_i \times W_i$$

$$F_{hi} = 0.07 \times 1.0 \times 1.2 \times 1.05 \times 1.0 \times W_i = 0.088 W_i$$

$$W_i = G_i + sQ_i$$

$$s = 0.50$$

$$W_i = (7216 + 0.5 \times 207) \times 70.6 = 509.553 \text{ daN}$$

$$F_{hi} = 0.088 W_i = 44.840 \text{ daN}$$

L'azione orizzontale si distribuisce sulle due pareti parallele alla direzione dell'azione orizzontale alla quale va aggiunto il contributo del peso proprio.

$$G_p = 1.4 \times 10.05 \times 3.25 \times 2500 = 114318 \text{ daN}$$

$$F_{hp} = 0.088 W_i = 9.145 \text{ daN}$$

$$F_{htot} = 44.840 + 9.145 = 53.985 \text{ daN}$$

Il taglio alla base della parete è pari a:

$$\tau_{edu} = \frac{53.985}{0.9 \times 100 \times 800} = 0.7 \text{ daN/cm}^2 < f_{ctd}$$

## 6. RELAZIONE ANALITICA DEI CALCOLI

La verifica al sisma viene condotta attraverso l'analisi globale della struttura, con il calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni, sottoposta alle seguenti combinazioni di carichi:

Comb1

$$F_{d1} = 1.4 G + 1.5 Q + 1.5 F_{hx}$$

Comb2:

$$F_{d2} = 1.4 G + 1.5 Q - 1.5 F_{hx}$$

Comb3:

$$F_{d3} = 1.4 G + 1.5 Q + 1.5 F_{hy}$$

Comb4.

$$F_{d4} = 1.4 G + 1.5 Q - 1.5 F_{hy}$$

L'altezza dei pilastri è valutata dall'estradosso della fondazione all'estradosso del solaio:  $H_{\text{pilastri solaio } +330} = 380 \text{ cm}$ ,  $H_{\text{pilastri solaio } +390} = 440 \text{ cm}$ .

## 7. PORTICO D'INGRESSO

Il collegamento tra il centro di radioterapia e l'edificio ospedaliero attualmente esistente è realizzato attraverso un porticato costituito da un solaio, di spessore 30cm, ad unica campata,  $l=725$  cm, e due sbalzi di 240cm e 125cm. Il solaio è realizzato con travetti di c.a.p. e blocchi di laterizio e la quota di estradosso si trova a +330 dalla quota della pavimentazione finita. I pilastri hanno dimensione 30x30 e la fondazione è realizzata con una platea dello spessore  $s=40$ cm.

Il momento positivo in campata per la combinazione rara vale:

$$M^+ = 3500 \text{ daNm/m}$$

Per i momenti negativi ci si riferisce alla verifica lo sbalzo di luce maggiore in caso di sisma.

$$Qd = 600 \times 1.4 + (138 \times 0.8 \times 1.5) + 1.5 \times (0.168 \times (600 + 138 \times 0.8 \times 0.5)) = 1115 \text{ daN/m}$$

$$M^- = \frac{1115 \times 2.40^2}{2} = 3213 \text{ daNm/m}$$

L'armatura minima è pari a:

$$A_s = 3.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Agli appoggi si prevedono delle armature integrative,  $2\phi 12 @ 50''$ , per l'assorbimento del momento negativi:

$$A_f = 2 \times 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 @ 50'' = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m} > 3.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Il valore massimo del taglio in combinazione rara vale.

$$V_s = 4337 \text{ daN/m}$$

Inferiormente va prevista un'armatura in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio:

$$A_s = \frac{4337}{0.9 \times 3740} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si predispone, quindi  $1\phi 10 \text{ inf. } @ 50''$ :

$$A_f = 0.78 \text{ cm}^2 @ 50'' = 1.57 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### 7.1. VERIFICA SISMICA DEI PILASTRI 30 X 30

La copertura ha superficie:

$$A_c = (2.4 + 7.25 + 1.25) \times 2.6 = 28.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso proprio: } 600 \times 28.4 = 17.000 \text{ daN}$$

$$\text{Carico accidentale: } 138 \times 0.8 \times 28.4 = 3.135 \text{ daN}$$

L'azione equivalente orizzontale indotta dal sisma al livello del solaio vale pertanto:

$$F_h = 0.088 \times (17000 + 0.50 \times 3135) = 1634 \text{ daN}$$

Nell'ipotesi che il 60% di questa forza venga assorbita dai pilastri 27 de 28 si ha che alla testa di ciascun pilastro agisce una forza concentrata pari a:

$$F_{27/28} = (1634 \times 0.6) / 2 = 490 \text{ daN}$$

che determina un momento alla base di:

$$M_{27/28} = 377 \times 3.8 = 1863 \text{ daNm}$$

La sezione adottata (30 x 30 con  $4\phi 14$  longitudinali), a parità di sforzo normale è in grado di sopportare una sollecitazione flettente circa 5 volte maggiore

PER QUANTO NON INDICATO NELLA PRESENTE RELAZIONE DI CALCOLO SI  
FACCIA RIFERIMENTO ALLE TAVOLE ALLEGATE.

Bari, febbraio 2001

IL PROGETTISTA  
Ing. Sergio Castellano

