



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e dell'Architettura

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**Comportamento di edifici strategici isolati alla base soggetti
agli eventi del recente terremoto in Turchia**

**Behaviour of base – isolated strategic buildings subjected to
the events of the recent earthquake in Turkey**

Relatore:

Chiar.ma Prof.ssa Ing. Laura Ragni

Tesi di Laurea di:

Elisa Nicolai

Anno Accademico 2023/2024

Indice

1. Introduzione	5
2. I recenti eventi sismici della Turchia	18
2.1 Evento 06 Febbraio 2023.....	18
2.2 Faglia e movimento del suolo.....	23
2.3 Prestazioni delle strutture	30
2.3.1 Edifici residenziali	36
2.3.2 Ospedali	40
2.3.2.1 Ospedali a base fissa	46
2.3.2.2 Ospedali isolati alla base.....	58
3. Isolamento sismico negli ospedali	70
3.1 Importanza della protezione sismica degli ospedali.....	70
3.2 Isolamento sismico	71
3.2.1 Dispositivi di isolamento	86
3.2.2 Materiali.....	100
3.2.3 Criteri progettuali e produttivi	103
3.3 Normativa turca e normativa italiana	107
4. Caso studio: Guney Adana Seyhan State Hospital.....	114
4.1 Descrizione e modellazione.....	114
4.2 Input sismico e predimensionamento del sistema di isolamento.....	117
4.3 Modello semplificato ad 1 gdl con accelerogrammi artificiali.....	122
4.4 Risultati.....	134
5. Risultati delle analisi dinamiche non lineari degli eventi registrati	136
5.1. Eventi lontani dall'epicentro ma vicini all'edificio ospedaliero	136
5.1.1 Risultati.....	141
5.2 Evento 7.5Mw	144

5.2.1 Risultati.....	153
5.3 Evento 7.8Mw	155
5.3.1 Risultati.....	164
6. Soluzioni per ospedali isolati alla base vicino faglia	168
6.1 Isolamento sismico e dissipazione per contrastare eventi estremi	168
6.2. Dispositivi di dissipazione.....	169
6.2 Predimensionamento del sistema utilizzato.....	175
6.3 Modellazione	180
6.4 Risultati.....	184
7. Considerazioni sulla componente verticale degli eventi sismici analizzati	191
7.1 Approfondimento sulla componente verticale di un evento sismico.....	191
7.2 Componente verticale: evento 7.8 Mw.....	192
7.3 Componente verticale: evento 7.5 Mw.....	197
8. Conclusioni	201
Bibliografia	203
Sitografia	203
Ringraziamenti	204

Elenco delle figure

Fig. 2.1_ Mappa della Turchia (Google Maps) con gli epicentri dei diversi eventi sismici del 6 Febbraio 2023	19
Fig. 2.2_ Localizzazione dei terremoti del 2023 e di quelli storici lungo la faglia dell'Anatolia orientale	19
Fig. 2.3_ Punti di osservazione del Fault Rupture Team durante l'indagine sul campo GEER	23
Fig. 2.4_ (USGS) Mappa delle placche tettoniche e delle faglie della regione.	24
Fig. 2.5_ Luoghi e dimensioni degli eventi nella sequenza (USGS)	25
Fig. 2.6_ Modello preliminare di faglia finita.....	26
Fig. 2.7_ Serie temporali di esempio per registrazioni non utilizzabili.	28
Fig. 2.8_ Mappa con tutte le stazioni della ragione.	29
Fig. 2.9_ Distribuzione del tipo di occupazione degli edifici visitati dal team.....	31
Fig. 2.10_ Sistemi di resistenza alle forze orizzontali degli edifici visitati	32
Fig. 2.11_ Distribuzione della PGA massima nei siti visitati dalla sequenza di tre terremoti: My 7.8 Kahramanmaras, My 7.7 Elbistan e My 6.3 Defne	32
Fig. 2.12_ Distribuzione degli edifici residenziali in termini di numero di piani. .	33
Fig. 2.13_ Distribuzione degli edifici residenziali in termini di classe di danno...	34
Fig. 2.14_ Tipi di danni osservati negli edifici residenziali visitati dal team EERI Buildings.	35
Fig. 2.15_ Edificio in costruzione con sistema a telaio in cemento armato, Antakya.	36
Fig. 2.16_ Nucleo in cemento armato con intelaiatura a gravità in acciaio	37
Fig. 2.17_ Strutture con sbalzi e sporgenze ai piani sopra il livello del suolo.....	38
Fig. 2.18_ Separazione insufficiente nei giunti sismici tra edifici.....	39
Fig. 2.19_ Struttura impattata dagli edifici vicini (effetto martellamento).....	39
Fig. 2.20_ Ubicazione degli ospedali analizzati e delle stazioni di registrazione nell'area colpita dal terremoto	40
Fig. 2.21_ Rapporti di domanda sugli spettri di risposta	44
Fig. 2.22_ Relazione tra lo stato di occupazione post-terremoto e i rapporti di domanda degli ospedali analizzati	45

Fig. 2.23_Posizione dell'Ospedale F1 a base fissa, situato nella parte settentrionale della regione colpita dal sisma.	46
Fig. 2.24 Edifici B1 e F1 a Malatya	47
Fig. 2.25_Spettri di risposta dei moti al suolo rappresentativi per F1 in (a) direzione orizzontale e (b) verticale.....	47
Fig. 2.26_ Danni non strutturali nella sovrastruttura di F1	48
Fig. 2.27_Posizione di F2, Ospedale statale di Nurdağı e della vicina stazione di monitoraggio forte 2712.....	49
Fig. 2.28_Danni non strutturali all'edificio a base fissa F2, Ospedale di Stato di Nurdağı.....	50
Fig. 2.29_Posizione di F3, Ospedale statale di İslahiye e della vicina stazione 2718	51
Fig. 2.30_Vista posteriore di F3, Ospedale statale di Islahiye e i relativi danni non strutturali	52
Fig. 2.31_Posizione di F4, Ospedale statale di Hassa e della vicina stazione di moto forte 3138	53
Fig. 2.32_Edificio F4,'Ospedale di Stato di Hassa: (a) facciata e (b) vista interna in data 26 marzo 2023.	53
Fig. 2.33_Posizione della stazione F5, Hatay Education and Research Hospital e della vicina stazione 3124.	54
Fig. 2.34_Danni a F5, Hatay Education and Research Hospital.....	55
Fig. 2.35_Posizione di F6, Ospedale statale di İskenderun e della vicina stazione 3116.....	56
Fig. 2.36_Edificio F6, Ospedale statale di İskenderun	57
Fig. 2.37_Spettri di risposta della registrazione 3134 nell'evento Mw7.8 in (a) direzione orizzontale e (b) verticale (smorzamento del 5%).	57
Fig. 2.38_Danni all'edificio F7, Ospedale statale di Erzin.....	58
Fig. 2.39_Ospedali isolati alla base (B1-B2 -B3 B4 indagati nella parte settentrionale della regione colpita dal sisma e le stazioni di registrazione.....	59
Fig. 2.40_Edifici B1 e F1 a Malatya	60
Fig. 2.41_Spettri di risposta dei moti al suolo rappresentativi per B1 in (c) direzione orizzontale e (b) verticale (smorzamento del 5%).	60

Fig. 2.42_Danni non strutturali osservati nello strato di isolamento di B1: (a) e (b) fessurazioni estese dei tamponamenti in muratura, (c) piastre di tenuta dislocate e (d) un esempio di giunto flessibile intatto per un idrante.....	61
Fig. 2.43_Danni non strutturali intorno allo strato di isolamento di B1	62
Fig. 2.44_Facciata e posizione dell'edificio ospedaliero B2 isolato dalla base dell'ospedale statale di Battalgazi	62
Fig. 2.45_Strato di isolamento di B2: (a) posizione degli FPB, (b) un FPB con vernice indisturbata, (c) riempimento in muratura intatto nello strato di isolamento e (d) piastra di copertura intatta sopra la fessura di isolamento.....	63
Fig. 2.46_Edificio B3 dell'ospedale statale di Doğanşehir isolato: (a) vista frontale, (b) vista posteriore, (c) seminterrato che ospita il piano di isolamento e (d) e isolatore ad attrito nel piano di isolamento.	64
Fig. 2.47_Danni osservati all'edificio B3 isolato alla base dell'ospedale statale di Doğanşehir	65
Fig. 2.48_(a) Vista aerea di B4 dell'ospedale statale di Elbistan (Kahramanmaraş Valiliği, 2023), gli spettri di risposta del segnale 4409 durante l'evento MW7.5 in (b) direzione orizzontale e (c) verticale (smorzamento del 5%).....	66
Fig. 2.49_Danno minore a B4: (a) e (b) FPB esposto, (c) interfaccia di isolamento e (d) piastra di tenuta dislocata.....	67
Fig. 2.50_Ubicazione della stazione B5 dell'ospedale statale di Dörtüyl e della vicina stazione di moto forte 3134.....	68
Fig. 2.51_L'edificio isolato B5 dell'ospedale statale di Dörtüyl	69
Fig. 3.1_Benefici dell'isolamento sismico attraverso l'aumento del periodo di vibrazione fondamentale e la limitazione delle deformazioni eccessive con l'aumento dello smorzamento.	72
Fig. 3.2_Prima forma modale degli edifici a base fissa (sinistra) e isolata (destra)	73
Fig. 3.3_Spettro di risposta di un edificio isolato alla base	75
Fig. 3.4_Sistema ad 1 GDL.....	76
Fig. 3.5_Spettri in accelerazione e in spostamento.....	78
Fig. 3.6_Sistema a 2 GDL.....	79
Fig. 3.7_Dinamica del sistema isolato a 2 GDL	79

Fig. 3.8_Dinamica del sistema isolato a 2 GDL	80
Fig. 3.9_Analisi modale (sistema a 2 GDL).	80
Fig. 3.10_Primo e secondo modo di vibrare della struttura isolata (sistema a 2 GDL).	81
Fig. 3.11_Periodi di isolamento negli anni	82
Fig. 3.12_Posizionamento in altezza del sistema di isolamento	84
Fig. 3.13_Isolatore elastomerico HDRB, (FIPMEC).....	87
Fig. 3.14_Ciclo isteretico tipo di un HDRB, (Bridgestone).....	88
Fig. 3.15_Ciclo isteretico tipo di un NBR, (Bridgestone).....	88
Fig. 3.16_Isolatori elastomerici con nucleo in piombo centrale, (FIPMEC).	89
Fig. 3.17_Componenti e dimensioni di un isolatore HDRB	89
Fig. 3.18_Fattore di forma primario, S1	90
Fig. 3.19_Fattore di forma secondario, S2.....	91
Fig. 3.20_Variazione media del modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} in funzione della deformazione di taglio γ	93
Fig. 3.21_Variazione media del coefficiente di smorzamento viscoso in funzione della deformazione di taglio γ	94
Fig. 3.22_Schemi costruttivi e funzionali di un isolatore a singola superficie di scorrimento (a) e di una doppia superficie di scorrimento (b).	95
Fig. 3.23_Isolatore a scorrimento.....	95
Figura 3.24_Isolatore a scorrimento, comportamento con attrito	96
Fig. 3.25_Periodo di isolamento e smorzamento al variare dello spostamento d	99
Fig. 3.26_Periodo di isolamento e smorzamento al variare dello spostamento d , con riferimento agli stati limite (NTC2018).	99
Fig. 3.27_Valore del coefficiente di attrito in funzione del carico verticale	102
Fig. 3.28_ A) comportamento dispositivi con basso attrito e basso raggio di curvatura; B) comportamento dispositivi con elevato attrito ed elevato raggio di curvatura.....	103
Fig. 3.29_Categorie di progettazione sismica (SDC) per determinati valori S_{Ds} del livello DBE e classi di rischio.	109
Fig. 4.1_Guney Adana Seyhan State Hospital	115

Fig. 4.2_Isolatore a doppia superficie di scorrimento utilizzato nell’edificio preso in esame.....	115
Fig. 4.3_Modello completo in ETABS.....	117
Fig.4.4_Spettri in accelerazione e in spostamento di progetto,rispettivamente al DBE e all’MCE.....	117
Fig. 4.5_Confronto degli spettri in accelerazione e in spostamento, DBE e MCE.	118
Fig. 4.6_Modello semplificato ad 1 gdl.....	123
Fig. 4.7_Definizione del “Friction Isolator” su SAP2000.....	124
Fig. 4.8_Definizione caratteristiche direzione U, [kN, m].....	125
Fig. 4.9_Definizione caratteristiche direzione U2 e U3, [kN, m].....	126
Fig. 4.10_Spettri in accelerazione generati con il software SIMQKE_GR compatibili con lo spettro DBE.....	127
Fig. 4.11_Spettri in spostamento generati con il software SIMQKE_GR compatibili con lo spettro DBE.....	128
Fig. 4.12_Accelerogrammi generati compatibili con lo spettro di progetto DBE.....	129
Fig. 4.13_Spettri in accelerazione generati con il software SIMQKE_GR compatibili con lo spettro MCE.....	129
Fig. 4.14_Spettri in spostamento generati con il software SIMQKE_GR compatibili con lo spettro MCE.....	130
Fig. 4.15_Accelerogrammi generati compatibili con lo spettro di progetto MCE.....	131
Fig. 4.16_Schermata SAP2000 per inserire gli accelerogrammi.....	131
Fig. 4.17_Schermata SAP2000 per creare le time-history.....	133
Fig. 5.1_Localizzazione delle stazioni considerate, TK0118 – TK 0123.....	136
Fig. 5.2_Spettri in accelerazione degli eventi registrati dalle stazioni 0118 e 0123.....	137
Fig. 5.3_Spettri in spostamento degli eventi registrati dalle stazioni 0118 e 0123.....	138
Fig. 5.4_Spettro in accelerazione dell’evento sismico di intensità 7.7 Mw.....	138
Fig. 5.5_Spettro in spostamento del sisma di intensità 7.7 Mw.....	139

Fig. 5.6_Spettro in accelerazione del sisma di intensità 7.6 Mw.....	139
Fig. 5.7_Spettro in spostamento del sisma di intensità 7.6 Mw.....	139
Fig. 5.8_Spettro in accelerazione del sisma di intensità 6.6 Mw.....	140
Fig. 5.9_Spettro in spostamento del sisma di intensità 6.6 Mw.....	140
Fig. 5.10_Spettro in accelerazione del sisma di intensità 6.4 Mw.....	140
Fig. 5.11_Spettro in spostamento del sisma di intensità 6.4 Mw.....	141
Fig. 5.12_Cicli di isteresi dell'isolatore a causa degli eventi sismici analizzati.	143
Fig. 5.13_Stazioni considerate per l'evento sismico di intensità 7.5Mw.....	145
Fig. 5.14_Confronto degli spettri da norma in accelerazione con gli spettri in accelerazione delle registrazioni delle stazioni vicine all'epicentro, 7.5 Mw.....	145
Fig. 5.15_Confronto degli spettri da norma in spostamento con gli spettri in spostamento delle registrazioni delle stazioni vicine all'epicentro, 7.5 Mw	146
Fig. 5.16_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4612.....	147
Fig. 5.17_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4612.....	147
Fig. 5.18_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4406.....	148
Fig. 5.19_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4406.....	148
Fig. 5.20_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4412.....	149
Fig. 5.21_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4412.....	149
Fig. 5.22_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK3802.....	149
Fig. 5.23_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK3802.....	149
Fig. 5.24_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK0213.....	150
Fig. 5.25_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK0213.....	150
Fig. 5.26_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK0205.....	150
Fig. 5.27_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK0205.....	150
Fig. 5.28_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4617.....	151
Fig. 5.29_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4617.....	151
Fig. 5.30_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4620.....	151
Fig. 5.31_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4620.....	151
Fig. 5.32_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4624.....	152
Fig. 5.33_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4624.....	152
Fig. 5.34_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK8003.....	152
Fig. 5.35_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK8003.....	152

Fig. 5.36_Cicli di isteresi dell'isolatore a causa dell'evento di intensità 7.5 Mw	155
Fig. 5.37_Stazioni considerate per l'evento sismico di intensità 7.8 Mw.....	156
Fig. 5.38_Confronto degli spettri da norma in accelerazione con gli spettri in accelerazione delle registrazioni delle stazioni vicine all'epicentro, 7.8 Mw.....	157
Fig. 5.39_Confronto degli spettri da norma in spostamento con gli spettri in spostamento delle registrazioni delle stazioni vicine all'epicentro, 7.8 Mw	157
Fig. 5.40_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TKNAR.....	158
Fig. 5.41_Spettro in spostamento del segnale della stazione TKNAR	158
Fig. 5.42_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4615.....	159
Fig. 5.43_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK4615.....	159
Fig. 5.44_Spettro in accelerazione del segnale della stazione KOKHMN	159
Fig. 5.45_Spettro in spostamento del segnale della stazione KOKHMN	159
Fig. 5.46_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4632.....	160
Fig. 5.47_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK4632.....	160
Fig. 5.48_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK2712.....	160
Fig. 5.49_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK2712.....	160
Fig. 5.50_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK2708.....	161
Fig. 5.51_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK2708.....	161
Fig. 5.52_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK2718.....	161
Fig. 5.53_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK2718.....	161
Fig. 5.54_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK2715.....	162
Fig. 5.55_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK2715.....	162
Fig. 5.56_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK3145.....	162
Fig. 5.57_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK3145.....	162
Fig. 5.58_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK3139.....	163
Fig. 5.59_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK3139.....	163
Fig. 5.60_Cicli di isteresi dell'isolatore a causa dell'evento di intensità 7.8 Mw	167
Fig. 6.1_Schematizzazione dell'energia in ingresso ed energia dissipata durante un evento sismico.....	171
Fig. 6.2_Tipologie di dispositivi isteretici	172

Fig.6.3_Tipologie di dispositivi viscosi	173
Fig. 6.4_Comportamento lineare e non lineare dei dispositivi viscosi	174
Fig. 6.5_Traiettorie dell'isolatore nello spazio X-Y per le differenti stazioni considerate.....	178
Fig. 6.6_Modello semplificato del sistema composto, isolamento alla base con dissipazione aggiuntiva	181
Fig. 6.7_Schematizzazione del Damper (SAP2000).....	181
Fig. 6.8_Schermata per definire il "Damper Exponential", (SAP2000).....	183
Fig. 6.9_Schermata per definire i parametri del link, (SAP2000)	184
Fig. 6.10_Traiettorie dell'isolatore nello spazio X-Y per le differenti stazioni considerate con dissipazione	186
Fig. 6.11_Suddivisione delle stazioni in base alla tipologia di suolo	187
Fig.6.12_Categorie di sottosuolo, (NTC2018).....	188
Fig. 6.13_Confronto delle traiettorie dell'isolatore con e senza dissipazione, suddivise per tipologia di suolo.....	188
Fig. 6.14_Cicli di isteresi dei dispositivi di dissipazione.....	190
Fig. 7.1_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TKNAR.....	193
Fig. 7.2_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4615	193
Fig. 7.3_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. KOKHMN.....	193
Fig. 7.4_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4632	194
Fig. 7.5_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK2712	194
Fig. 7.6_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK2708	194
Fig. 7.7_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK2718	195
Fig. 7.8_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK2715	195
Fig. 7.9_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK3145	195
Fig. 7.10_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK3139	196
Fig. 7.11_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4620.....	197
Fig. 7.12_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4617	197
Fig. 7.13_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4624	198
Fig. 7.14_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4406	198
Fig. 7.15_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK0213	198
Fig. 7.16_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4412	199

Fig. 7.17_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK3802	199
Fig. 7.18_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK0205	199
Fig. 7.19_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK8003	200
Fig. 7.20_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4612	200

Elenco delle tabelle

Tab. 2.1_ Reti e numero di registrazioni che sono state recuperate per la scossa principale di M7,8 e le scosse di assestamento di M7,7 e M6,3.....	27
Tab. 2.2_ Numero di edifici per vari livelli di danno.....	30
Tab. 2.3_ Informazioni sui 12 edifici ospedalieri analizzati.....	41
Tab. 3.1 Valori tipici del coefficiente di attrito dinamico, tipo L e tipo M.....	101
Tab. 4.1_ Carico assiale che grava su ogni tipologia di isolatore.....	116
Tab. 4.2_ Procedimento iterativo per il predimensionamento del sistema di isolamento relativo al DBE.....	120
Tab. 4.3_ Procedimento iterativo per il predimensionamento del sistema di isolamento relativo all'MCE.....	121
Tab. 4.4_ Combinazioni degli accelerogrammi generati per time history.....	132
Tab. 4.5_ Risultati delle time-history con accelerogrammi artificiali compatibili con lo spettro DBE di progetto.....	134
Tab. 4.6_ Risultati delle time-history con accelerogrammi artificiali compatibili con lo spettro MCE di progetto.....	135
Tab. 5.1_ Spostamenti ottenuti dalle time – history delle stazioni situate in prossimità dell'ospedale.....	141
Tab. 5.2_ Accelerazioni in sovrastruttura ottenuti dalle time – history delle stazioni situate in prossimità dell'ospedale.....	142
Tab. 5.3_ Spostamenti ottenuti dalle time – history delle stazioni considerate per l'evento 7.5 Mw.....	153
Tab. 5.4_ Spostamenti ottenuti dalle time – history delle stazioni dell'evento 7.8 Mw.....	164
Tab. 5.5_ Accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura dalle time – history delle stazioni dell'evento 7.8Mw.....	165
Tab. 6.1_ Spostamenti massimi in X e in Y dell'isolatore per le diverse stazioni considerate.....	179
Tab. 6.2_ Determinazione della costante di dissipazione ‘c’.....	180

1. Introduzione

La progettazione strutturale tradizionale antisismica è incentrata sui concetti di capacity design ed è volta alla realizzazione di strutture che siano in grado di resistere ad un evento sismico sfruttando la propria duttilità. Tale metodologia garantisce agli edifici una garanzia di sicurezza nei confronti del collasso, ma determina anche un danneggiamento di tutti gli elementi strutturali resistenti, i quali, così facendo, dissipano energia.

Questo danneggiamento, che si ha a seguito di un evento sismico, può essere accettato per un edificio di civile abitazione, mentre, per un edificio strategico, come ospedali, caserme, etc., è importante garantire durante e post evento sismico la completa funzionalità. Per garantire ciò, la progettazione deve indirizzarsi verso una filosofia differente, in modo da avere un livello di danneggiamento basso o quasi del tutto nullo, sia per gli elementi strutturali che per quelli non strutturali. Tra le varie tecnologie di progettazione, quella dell'isolamento sismico è sicuramente la più efficace, in quanto va a separare fisicamente il comportamento della sovrastruttura da quello della sottostruttura e quindi, del terreno, attraverso l'utilizzo di isolatori.

Andando a creare questa disconnessione tra fondazioni e sovrastruttura l'energia in ingresso diminuisce in maniera significativa permettendo, nella maggior parte dei casi, di salvaguardare non solo la struttura ma anche il suo contenuto e questo è quello che si deve garantire soprattutto negli edifici strategici, come gli ospedali.

Proprio per questo motivo, in questa tesi, verrà approfondito il comportamento degli ospedali a seguito dell'evento sismico registrato il 06 Febbraio 2023 in Turchia.

L'evento sismico verificatosi ha avuto un'intensità di magnitudo 7.8 Mw con epicentro localizzato a Pazarcik – Kahramanmaras, generando ingenti danni su tutto il territorio della Turchia.

In questa tesi l'attenzione è stata posta sui danni agli edifici strategici, in particolare sugli ospedali sia a base fissa che su quelli isolati alla base, in modo da confrontarne il comportamento, mettendo in evidenza come quelli a base fissa abbiano subito dei danni piuttosto elevati tali da comprometterne le funzionalità, mentre quelli isolati alla base non hanno mostrato danni.

A tale scopo, nei primi capitoli della tesi si effettua una panoramica inerente agli eventi sismici registrati, riportando tutti i dati raccolti dal team EERI Buildings, relativi ai danni e alle prestazioni delle strutture analizzate. Si illustrano i concetti che sono alla base della tecnologia dell'isolamento sismico e della sua importanza negli ospedali, le diverse tipologie di dispositivi che sono maggiormente utilizzati e il loro funzionamento.

Nella seconda parte della tesi è stata analizzata nel dettaglio l'efficacia del sistema di isolamento del Guney Adana Seyhan State Hospital, conducendo delle analisi dinamiche non lineari, basate sulle accelerazioni registrate dalle stazioni localizzate sul territorio turco. Nel dettaglio, è stato prima fatto un predimensionamento in modo iterativo del sistema di isolamento, per avere una conferma della capacità degli isolatori utilizzati nella struttura. In seguito, è stato realizzato un modello semplificato dell'ospedale in esame, attraverso il software SAP2000, e, inserendo gli accelerogrammi determinati dagli spettri elastici, sono state condotte delle analisi dinamiche non lineari, con il fine di trovare un riscontro tra lo spostamento ottenuto da quest'ultime e quello ottenuto dal predimensionamento.

Successivamente, sono stati analizzati i principali eventi sismici, prendendo in un primo momento le accelerazioni delle stazioni situate vicine all'edificio ospedaliero ma lontane dall'epicentro, e, in un secondo momento le accelerazioni delle stazioni vicine all'epicentro ma lontane dall'ospedale. In questo secondo caso l'obiettivo è quello di conoscere gli spostamenti subiti dal sistema di isolamento e verificare la compatibilità.

Tra tutti gli eventi analizzati, quello di magnitudo 7.8 Mw ha generato degli spostamenti nettamente superiori alla capacità massima ottenibile con dispositivi di isolamento commerciali. Per questo motivo, nel capitolo 6 viene trattata una soluzione alternativa che vede l'aggiunta di dispositivi di dissipazione al sistema di isolamento d'origine.

Infine, per tutti gli eventi analizzati, è stato approfondito il tema della componente verticale, in quanto questa, nel caso di registrazioni vicino alla faglia può mostrare

accelerazioni maggiori di 1 g, e determinare quindi il sollevamento degli isolatori, che perderebbero la loro efficacia.

2. I recenti eventi sismici della Turchia

2.1 Evento 06 Febbraio 2023

Il 6 febbraio 2023 alle 02:17 ore italiane (04:17 locali) la Turchia è stata colpita da un terremoto di magnitudo M7.8 secondo la stima dell'AFAD, Agenzia turca per la gestione dell'emergenza e dei disastri. Il terremoto ha colpito le regioni della Turchia meridionale e della Siria settentrionale, una zona altamente sismica, tra quelle con la pericolosità sismica più alta del Mediterraneo.

L'epicentro del terremoto è stato localizzato a 37.288°N, 37.043°E, a Pazarcık-Kahramanmaraş, circa 40 km a nord-ovest di Gaziantep e 33 km a sud-est di Kahramanmaraş. La profondità focale è stata pari a 8,6 km (AFAD).

Circa nove ore dopo, alle 13:24 ora locale (10:24 GMT), si è verificata una scossa di assestamento di magnitudo M7.5, con epicentro a 38.089°N, 37.239°E a Ekinözü-Elbistan-Kahramanmaraş. L'epicentro di questo evento si trova a circa 98 km a nord-ovest di Adiyaman e 62 a nord-est di Kahramanmaraş, con una profondità focale di 7,0 km (AFAD).

La Figura 2.1, di seguito riportata, rappresenta la posizione degli epicentri dei diversi eventi registrati e la distribuzione spaziale delle scosse di assestamento lungo la zona di rottura.

Il primo evento sismico registrato è stato quello di magnitudo 7.8 Mw ed è stato causato dalla faglia est anatolica, quella orientata Nord-est - Sud-ovest, dalla costa fino a Malatya, che si estende per oltre 200 chilometri di lunghezza. In questo primo evento, la placca anatolica si è spostata verso il Mare Egeo a Ovest, come conseguenza della spinta da Sud a Nord della placca arabica, con un movimento trascorrente sinistro. Questo evento sismico ha causato uno spostamento stimato di tre metri circa del blocco anatolico.

Una seconda scossa si è verificata alle ore 11:24, ora italiana, e ha avuto una magnitudo di 7,5 Mw. Questo secondo evento all'inizio è stato attribuito sempre alla stessa faglia, ma successivamente è stato associato ad una seconda faglia, quella orientata Est-Ovest, che forma un angolo acuto con la prima faglia. Potrebbe essere una faglia nota come faglia di Surgu, attivata per una lunghezza di circa 100 chilometri e che ha effettuato un movimento trascorrente sinistro con un massimo locale stimato in profondità di quasi dieci metri.



Fig. 2.1_ Mappa della Turchia (Google Maps) con gli epicentri dei diversi eventi sismici del 6 Febbraio 2023

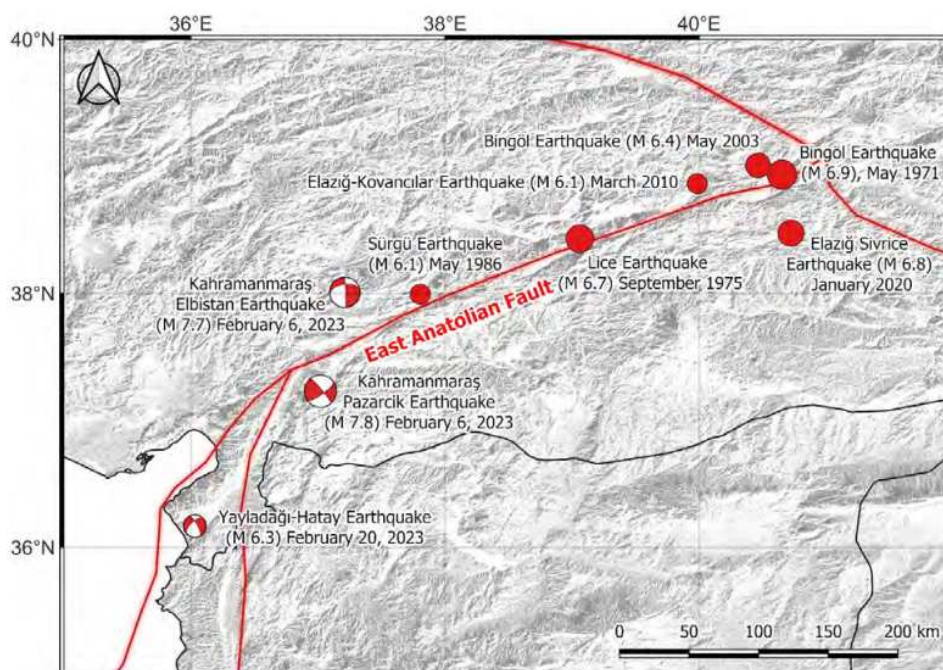


Fig. 2.2_ Localizzazione dei terremoti del 2023 e di quelli storici lungo la faglia dell'Anatolia orientale

Nella figura 2.2 vengono riportati sia i terremoti che si sono verificati nel 2023, sia quelli storici, lungo la faglia dell'Anatolia orientale. Gli eventi sismici storici sono i seguenti:

- Bingöl Earthquake (M 6.9), Maggio 1971;
- Lice Earthquake (M 6.7), Settembre 1975;
- Sürgü Earthquake (M 6.1), Maggio 1986;
- Bingöl Earthquake (M 6.4), Maggio 2003;
- Elazığ-Kovancılar Earthquake (M 6.1), Marzo 2010;
- Elazığ Sivrice Earthquake (M 6.8), Gennaio 2020.

I sismi del 2023 in Turchia hanno colpito più di 15 milioni di persone nelle città di Kahramanmaraş, Adıyaman, Antakya/Hatay, Osmaniye, Malatya, Gaziantep, Şanlıurfa, Diyarbakır, Adana, Elazığ e Kilis e hanno causato scosse e danni intensi. Il numero approssimativo di vittime ha superato le 45.000 unità e più di 120.000 edifici sono crollati o fortemente danneggiati.

Di seguito, viene riportata una panoramica generale dei tipi di danni osservati in ciascuna delle aree urbane, specificando se si tratta di danni strutturali, geotecnici, legati a faglie.

◆ Malatya

Malatya si trova a nord-est di Kahramanmaraş ed è stata una delle città più colpite dagli eventi registrati. Le osservazioni che sono state fatte in loco hanno evidenziato che un'alta percentuale di edifici pesantemente danneggiati o crollati può essere attribuita al vecchio patrimonio edilizio o alla scarsa qualità della progettazione strutturale.

◆ Elbistan

L'Elbistan si trova all'estremità orientale della zona di faglia Sürgü-Çakmak. Sono stati osservati danni strutturali e crolli significativi, ma non sono stati osservati cedimenti del terreno dovuti alla liquefazione o ad altri terreni soffici. Si trova in un'area montuosa, dove il profilo è composto da roccia e unità di terreno rigido/denso.

◆ Adıyaman – Gölbaşı

Quasi il 60% del patrimonio edilizio del centro città è crollato durante questi due eventi e la maggior parte degli edifici rimanenti è stata pesantemente danneggiata. Nel centro della città non è stata segnalata alcuna manifestazione di liquefazione, ma quasi tutti gli edifici nei pressi del lago Golbasi sono stati esposti a spostamenti e deformazioni indotte dalla liquefazione, sotto forma di assestamento e diffusione laterale. La liquefazione sismica del suolo ha portato alla perdita di capacità portante di alcuni edifici residenziali. Sono stati documentati casi di edifici inclinati e ribaltati.

Non sono state segnalate perdite di vite umane a causa della caduta di massi, ma le strade sono state chiuse e i trasporti sono stati interrotti.

◆ Pazarcık

Pazarcık si trova vicino all'epicentro del primo evento. Sono stati osservati livelli moderati di danni strutturali.

◆ Kahramanmaraş

Kahramanmaraş si trova nella parte centro-meridionale della Turchia e ha una popolazione di oltre un milione di abitanti. La regione presenta molte pianure alluvionali a base tettonica, i cui confini sono controllati dalle faglie circostanti. Sebbene il tasso di edifici crollati e gravemente danneggiati sia elevato nella regione, non sono stati osservati danni geotecnici significativi. I danni strutturali sono generalmente associati alla scarsa qualità della costruzione e dei dettagli, combinata con la forte intensità del movimento del suolo.

Nella vicina Türkoğlu, sono state osservate manifestazioni superficiali di diffusione della liquefazione del suolo presso il fiume Aksu.

◆ Gaziantep

Gaziantep si trova nel sud della Turchia e ha una popolazione di oltre 2,5 milioni di abitanti. Almeno 25 edifici residenziali sono crollati o sono stati pesantemente danneggiati durante il terremoto nel centro della città. Nel centro della città non è

stata osservata alcuna manifestazione superficiale di liquefazione, ma in diversi punti si sono verificati cedimenti dei pendii.

Il distretto di Nurdağı si trova a 68 km dal centro della città di Gaziantep, verso ovest, ed è un nodo di trasporto che fornisce collegamenti in direzione nord-sud ed est-ovest. La faglia superficiale e i danni strutturali sono stati ampiamente osservati nella città. Nelle vicinanze sono stati rilevati cedimenti del suolo e della roccia sotto forma di frane e cadute di massi.

İslahiye è un altro distretto di Gaziantep, a circa 10 km a sud di Nurdağı, dove è stato segnalato un alto tasso di edifici crollati o fortemente danneggiati dopo i due terremoti. Qui sono stati documentati esempi di danni geotecnici sotto forma di instabilità dei pendii, caduta di massi, diffusione laterale e assestamenti eccessivi.

◆ İskenderun

İskenderun è una città di circa 250.000 abitanti che è stata pesantemente colpita dagli eventi. La superficie vicina è composta da alluvioni di età quaternaria. Sono stati documentati edifici danneggiati, inclinati o assestati a causa della perdita di capacità portante dopo la liquefazione.

◆ Antakya

Antakya, che era l'antica città di Antiochia, si trova nel distretto di Hatay ed è stata danneggiata più gravemente di qualsiasi altra città turca in questi eventi. Più del 50% degli edifici della città è stato distrutto e un altro 30% ha subito danni tali da dover essere demolito.

Sono crollati circa 3.000 edifici, uccidendo più di 20.000 persone solo in questa città. L'evento principale di 7,8 ha provocato una significativa scossa al suolo in questa regione e la successiva scossa di assestamento di 6,4 è stata localizzata nelle vicinanze.

◆ Diyarbakır

Diyarbakır si trova nella parte sud-orientale della Turchia. Il numero limitato di crolli di edifici (meno di 10 edifici) è principalmente associato alla scarsa qualità

della costruzione o dei materiali. Nella città non sono stati osservati né cedimenti né cedimenti della stabilità dei pendii né manifestazioni superficiali di liquefazione.

2.2 Faglia e movimento del suolo

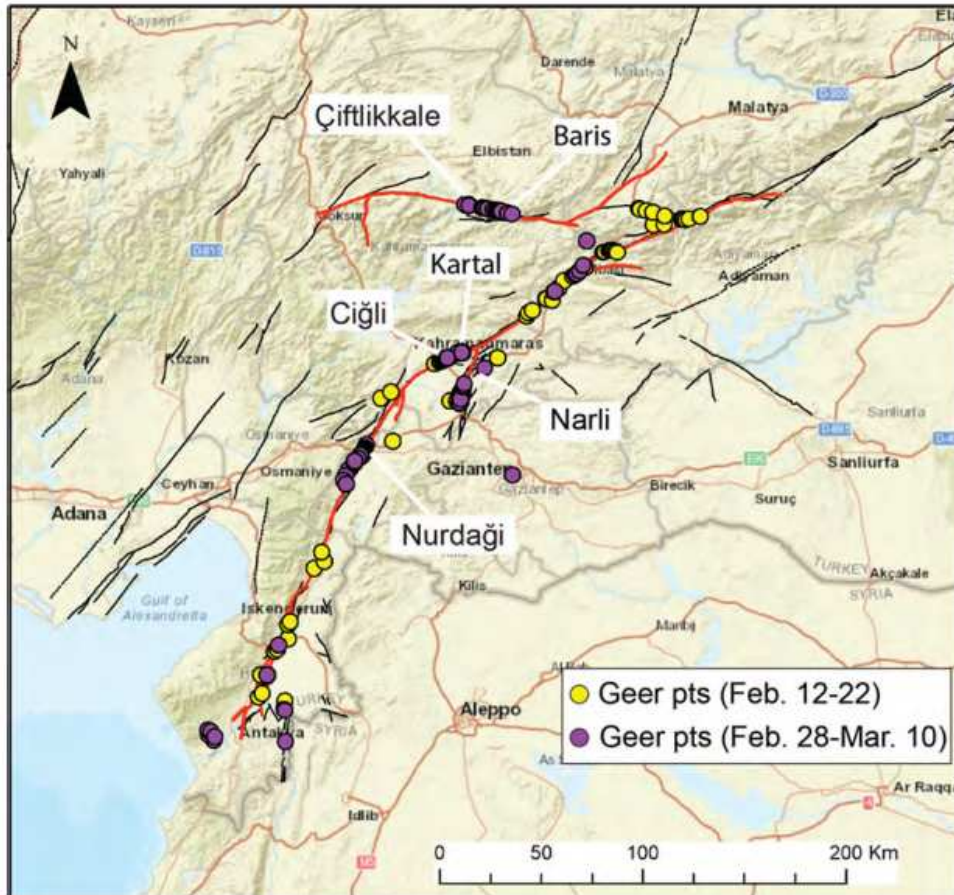


Fig. 2.3_Punti di osservazione del Fault Rupture Team durante l'indagine sul campo GEER

Nella figura 2.3. le linee rosse rappresentano i tracciati di rottura semplificati del Servizio Geologico degli Stati Uniti (Reitman et al., 2023), mentre le linee nere sottili sono le faglie precedentemente mappate nella Active Fault Map of Turkey.

In totale, le squadre di ricerca hanno osservato oltre 300 km di faglia e hanno mappato in dettaglio quasi 80 km di fratture. Gli spostamenti superficiali laterali sinistri lungo la rottura della faglia dell'Anatolia Orientale, generati dall'evento M7.8, sono stati notevolmente consistenti, da 3 a 5 metri, ma sono diminuiti a sud,

25 vicino ad Antakya, fino a circa 0,5 m. L'evento M 7.5 ha prodotto i maggiori spostamenti superficiali sinistri registrati, da 6,5 a 8 m (massimo osservato 8,6 m).

L'area colpita dal sisma si trova in una regione di margine di placca estremamente complessa, in cui interagiscono la placca africana, quella araba e quella euroasiatica. Tra queste placche maggiori si trova incuneata la microplacca anatolica, delimitata da due grandi faglie trascorrenti: la faglia Nord Anatolica e la faglia Est Anatolica ed è proprio lungo quest'ultima che si è verificata la scossa principale.

Queste faglie sono un complesso sistema di faglie principali e secondarie che hanno fortemente risentito della scossa principale, innescando una serie di ripercussioni che, a loro volta, hanno generato lo sciame sismico successivo. La scossa successiva di magnitudo 7,5 è infatti avvenuta lungo una faglia secondaria del sistema, nota come *segmento Surgu*.

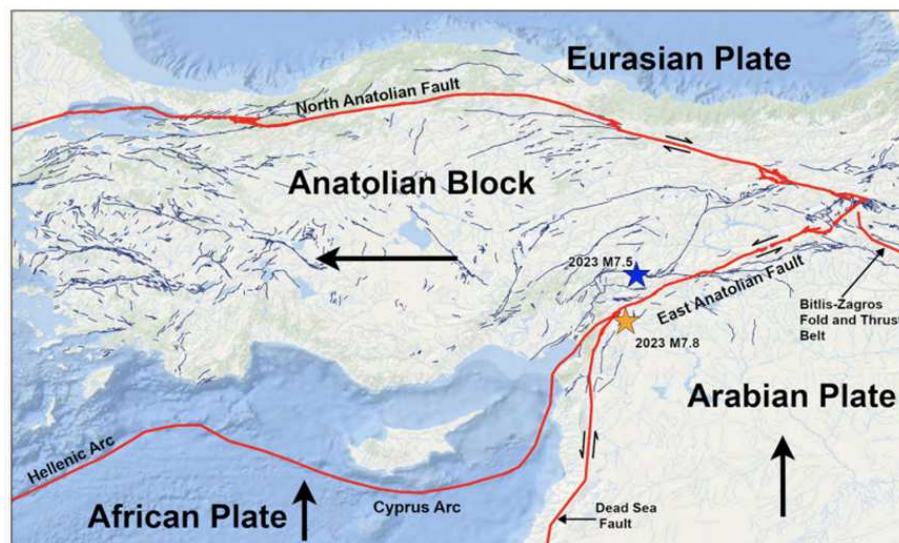


Fig. 2.4_(USGS) Mappa delle placche tettoniche e delle faglie della regione.

Questa mappa tettonica della regione della Turchia mostra le placche tettoniche nell'area e la loro direzione di movimento. Le linee rosse indicano i confini delle placche e le piccole frecce nere accanto alle linee rosse mostrano il movimento relativo. La stella dorata mostra la posizione della scossa principale di intensità

M7.8 del 6 febbraio 2023 e la stella blu mostra la posizione della scossa di assestamento di intensità M7.5 registrata successivamente.

La faglia Est Anatolica presenta una superficie quasi verticale e un movimento trascorrente sinistro che, accoppiato al movimento trascorrente destro della faglia Nord Anatolica, spinge la microplacca anatolica verso ovest. Questi movimenti sono generati dallo spostamento verso Nord-Est della placca araba, spinta alle spalle dall'apertura del Mar Rosso, che procede a una velocità superiore a 1 cm/anno.

Nell'ultimo secolo l'area colpita dal terremoto del 6 febbraio non ha presentato una forte attività sismica: la faglia era bloccata, come spesso avviene alle grandi faglie trascorrenti che costituiscono dei limiti di placca.

Il terremoto del 6 febbraio, che ha sbloccato la faglia, ha prodotto un dislocamento, prevalentemente orizzontale, stimato fino a 3 metri per la scossa principale, che ha interessato la superficie di faglia per una lunghezza di circa 150 km. Ciò ha contribuito ad ampliare notevolmente l'area colpita dalle devastazioni, le quali non si sono limitate a una zona nell'intorno dell'epicentro ma hanno colpito una fascia di territorio molto più ampia.

Le profondità degli eventi che si sono succeduti sono dell'ordine di 10 km.

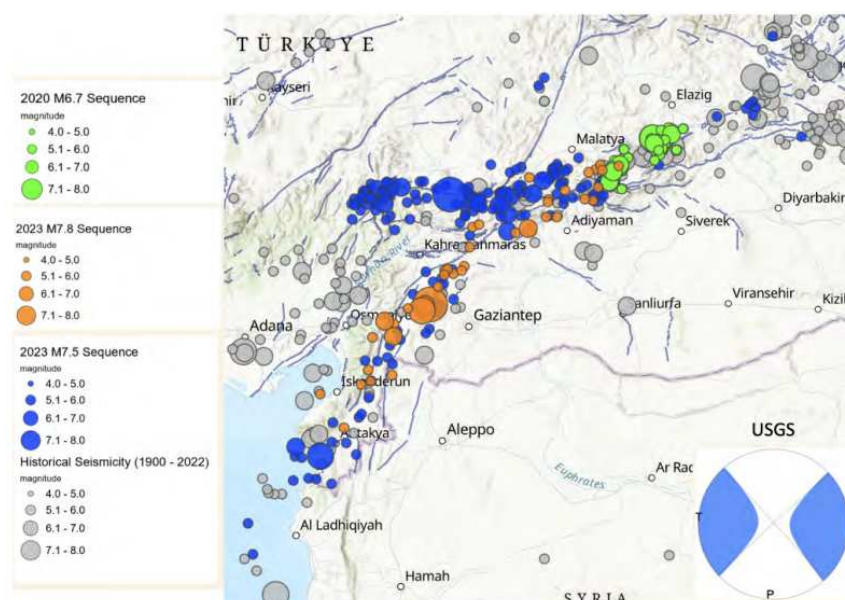


Fig. 2.5_ Luoghi e dimensioni degli eventi nella sequenza (USGS)

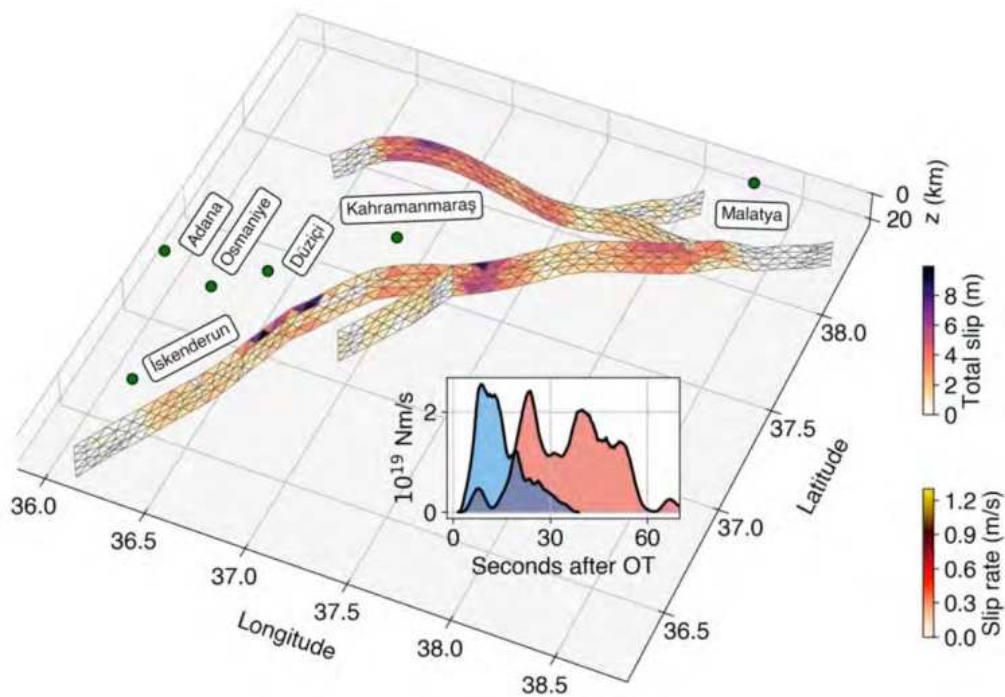


Fig. 2.6 _Modello preliminare di faglia finita.

Le reti che hanno prodotto movimenti al suolo registrati si trovano principalmente in Turchia, Siria e Libano. La Tabella 2.1 riassume le reti e il numero di registrazioni che sono state recuperate per la scossa principale di M7,8 e le scosse di assestamento di M7,7 e M6,3.

L'Autorità per la gestione dei disastri e delle emergenze (AFAD) in Turchia gestisce la Rete nazionale turca per i movimenti forti (TNSMN) e la Rete sismica nazionale turca (TNSN). La TNSMN è una rete per il moto forte, costituita principalmente da accelerometri, mentre la TNSN è costituita principalmente da sismometri.

Le stazioni TNSMN e TNSN sono principalmente distinte per quanto riguarda l'ubicazione degli strumenti, anche se alcune sono vicine. Queste reti hanno prodotto la maggior parte delle registrazioni della sequenza sismica, comprese tutte le registrazioni in prossimità della faglia.

Network	# Stations in Network	# Recs M 7.8	# Recs M 7.7	# Recs M 6.3
Turkish National Strong Motion Network	817	285	320	148
Turkish National Seismic Network	267	3	6	55
Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute ¹	243	21	21	18
Cyprus Broadband Seismological Network	13	2	4	7
GEOFON Program, GFZ Potsdam, Germany ²	121	0	0	2
International Miscellaneous Stations	322	0	0	2
Global Seismograph Network	92	0	0	1
Syrian National Seismic Network ³	27	–	–	–
Lebanon National Centre for Geophysical Research ⁴	12	–	–	–

¹ Cambaz et al. (2019)

² <https://geofon.gfz-potsdam.de/>

³ Dakkat et al. (2005)

⁴ National Centre for Geophysical Research (2019)

Tab 2.1 _Reti e numero di registrazioni che sono state recuperate per la scossa principale di M7,8 e le scosse di assestamento di M7,7 e M6,3.

Le reti operanti in Siria e Libano sono indicate nella Tabella 2.1; queste reti riferiscono di essere in possesso di registrazioni di questi eventi, ma i dati non sono stati resi pubblici.

Le stazioni siriane sarebbero relativamente vicine alla sorgente per la scossa principale di M 7,8 e la scossa di assestamento di M 6,3, mentre le stazioni libanesi si troverebbero a distanze dell'ordine di 160 - 365 km. Attualmente è noto che gli strumenti di queste reti sono principalmente sismometri.

Le forme d'onda non elaborate per ogni evento di interesse sono state ottenute dal Sistema del Centro Dati Terremoti della Turchia e dagli Istituti di Ricerca Incorporati per la Sismologia (IRIS).

Questi dati sono stati inizialmente filtrati per eliminare i record duplicati; pertanto, è stata eseguita una prima revisione visiva per identificare e rimuovere le registrazioni con dati non utilizzabili, tra cui quelle dominate dal rumore, quelle con

segnali di evento poco chiari, quelle con terminazione anticipata, quelle con attivazione ritardata, quelle con malfunzionamento dello strumento e quelle con picchi (Figura 2.7).

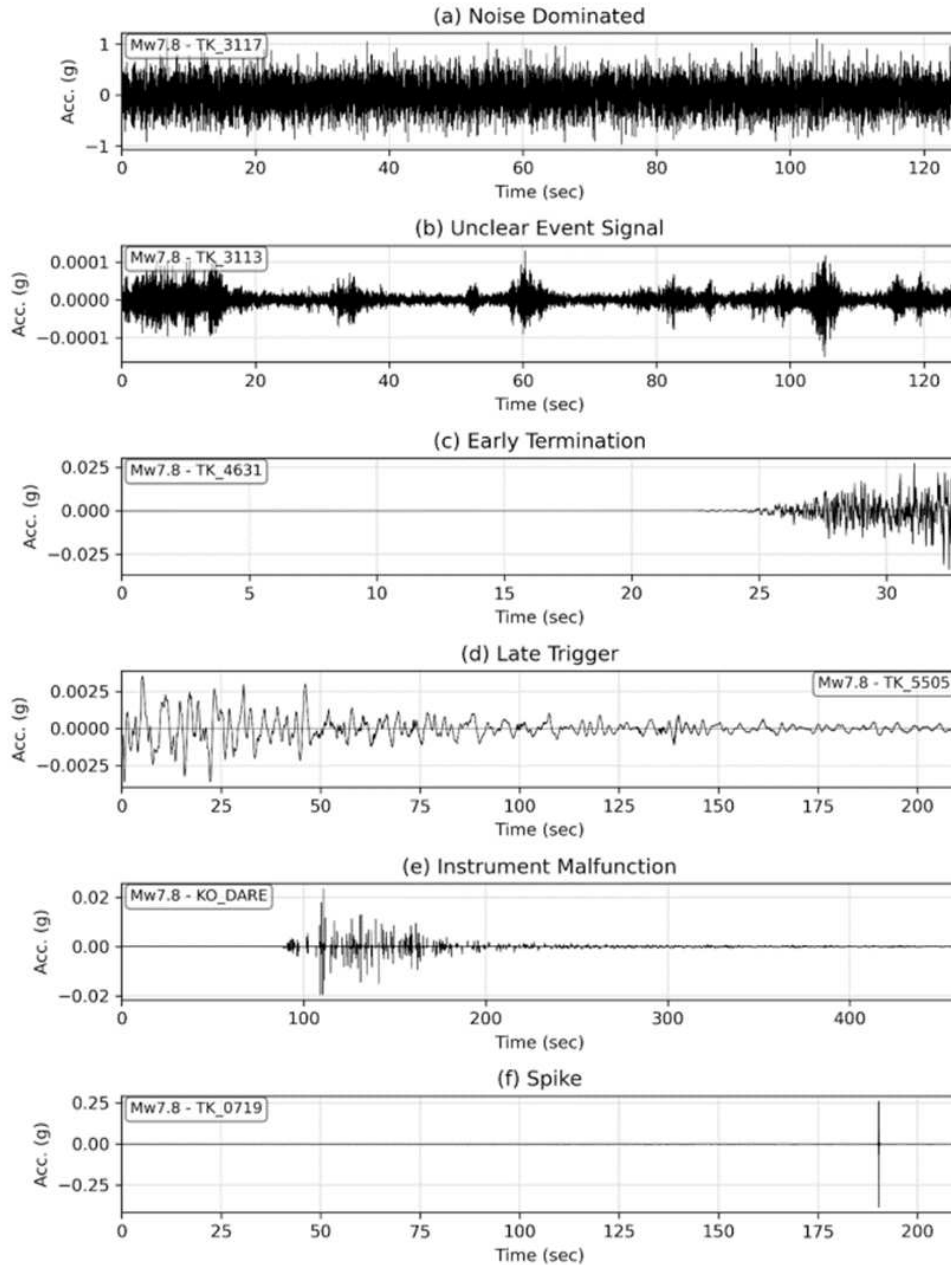


Fig. 2.7_Serie temporali di esempio per registrazioni non utilizzabili.

Nella figura sono riportati degli esempi di segnali non utilizzabili: per esempio la figura 2.7 (a) è dominata dal rumore, la figura 2.7 (b) mostra un segnale di evento non chiaro, la figura 2.7 (c) mostra un segnale caratterizzato da una terminazione anticipata, la figura 2.7 (d) presenta un segnale con un'attivazione tardiva, dalla

figura 2.7 (e) si denota un malfunzionamento dello strumento e nell'ultima figura, la 2.7 (f) è riportata soltanto un picco.

La Figura 2.8 presenta le mappe di tutte le stazioni sismiche della regione, distinguendo tra quelle con dati utilizzabili e non utilizzabili.

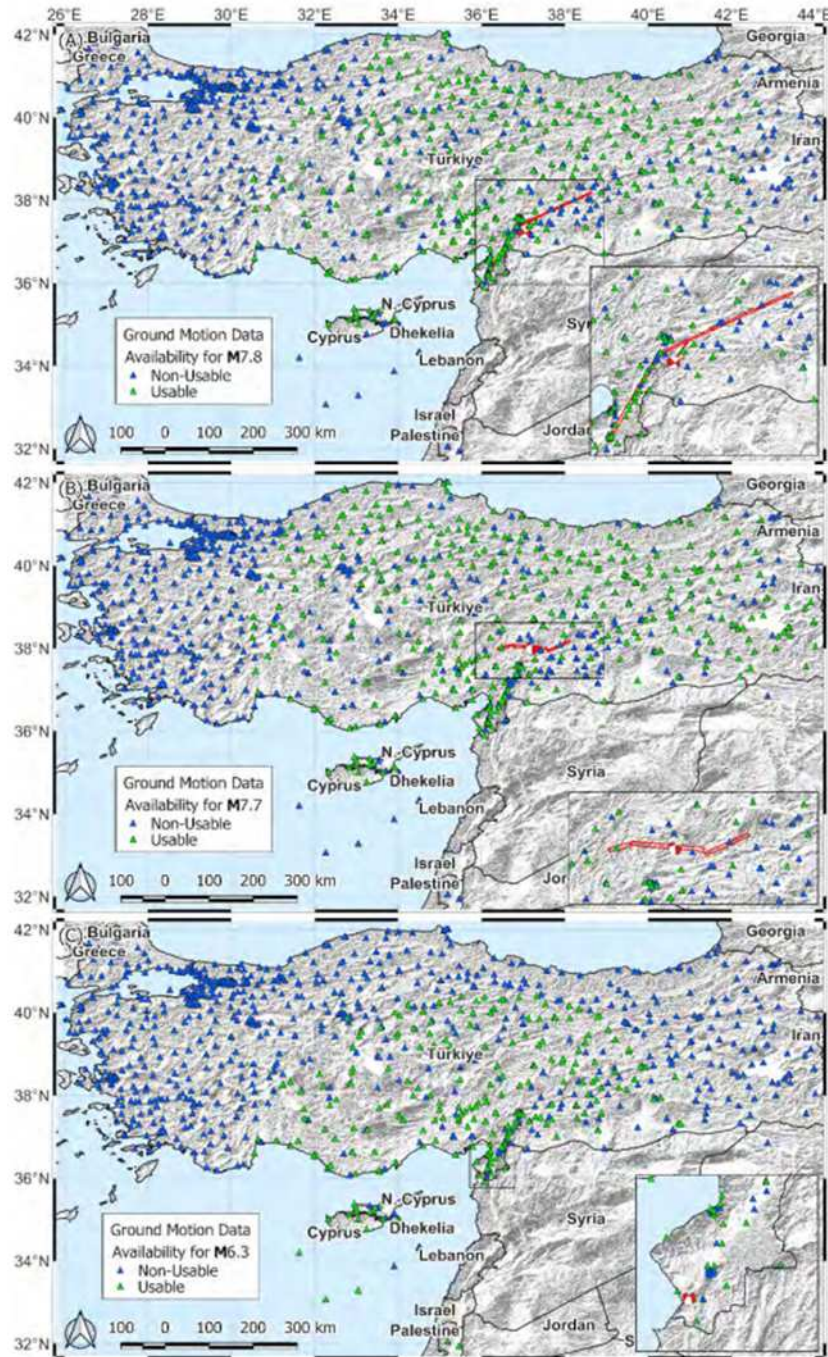


Fig. 2.8_Mappa con tutte le stazioni della regione.

2.3 Prestazioni delle strutture

In questo paragrafo si riassumono i dati raccolti sui danni causati agli edifici dalla sequenza sismica che ha colpito la Turchia il 6 Febbraio 2023.

Tutte le osservazioni che vengono riportate di seguito sono stata effettuate dal tema EERI Buildings. La percentuale più alta di edifici fortemente danneggiati o crollati è stata osservata nelle province di Hatay, Kahramanmaras, Malatya e Adiyaman e dintorni.

Gli edifici costruiti dopo il 2001 in questa regione sono leggermente superiori a quelli della media nazionale, mentre gli edifici costruiti prima del 2000 sono inferiori alla media nazionale. Nella tabella 2.2., riportata di seguito, viene mostrato che 35.355 edifici sono crollati, mentre 17.491 edifici richiedono una demolizione immediata. Inoltre, 179.786 edifici sono stati classificati come fortemente danneggiati, 40.228 come moderatamente danneggiati e 431.421 come leggermente danneggiati. Tra gli edifici distrutti o gravemente danneggiati, non ci sono solo strutture residenziali, ma anche edifici di importanza storica e culturale, scuole, edifici amministrativi, ospedali e alberghi.

Livello di danno	Numero di edifici
Nessun danno	860,006
Danni leggeri	431,421
Danno moderato	40,228
Danno pesante	179,786
CoMapse/ParûalcoMapse	35,355
Urgente necessità di demolizione	17,491
Impossibile rilevare	147,895
Totale	1,712,182

Tab. 2.2_ Numero di edifici per vari livelli di danno

Il team di EERI Buildings ha visitato i centri abitati più colpiti dai terremoti, tra cui iskenderun, Samandagi, Kirikhan, Antakya, Adana, Osmaniye, Kahramanmara3, Gaziantep, Adiyaman, Gölbaşı, Malatya, Hassa, islahiye e Nurdagi, coprendo una distanza totale di 3200 km in 6 giorni e raccogliendo dati sul campo.

Il team si è concentrato nel comprendere quelle che erano le prestazioni strutturali complessive degli edifici.

Si riporta la distribuzione dell'occupazione degli edifici nella figura 2.9; circa il 73% degli edifici/siti visitati è di tipo residenziale.

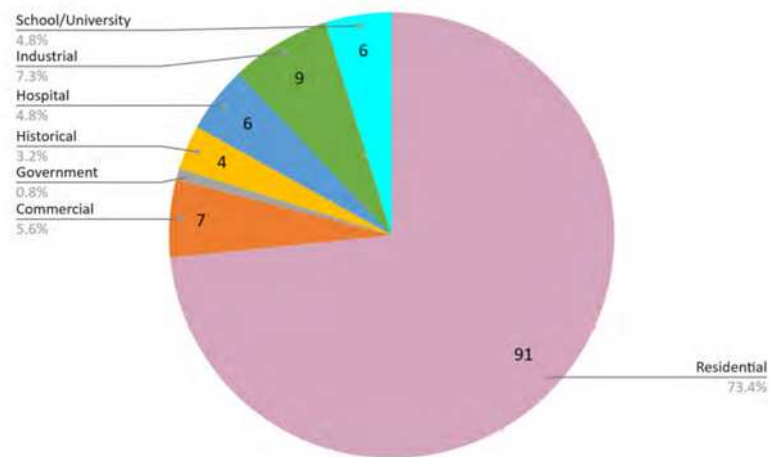


Fig. 2.9_Distribuzione del tipo di occupazione degli edifici visitati dal team

La figura 2.10 mostra i sistemi di resistenza alle forze sismiche degli edifici visitati; si può notare come la maggior parte degli edifici è realizzata in cemento armato (RC), con una combinazione di pareti a taglio e telai, costituendo un sistema di resistenza ai carichi orizzontali.

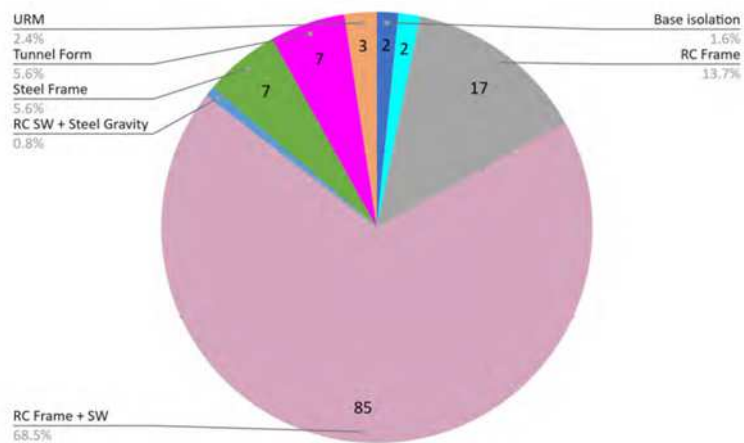


Fig. 2.10_ Sistemi di resistenza alle forze orizzontali degli edifici visitati

I valori di PGA sono stati calcolati nei siti visitati dal team EERI Buildings, come mostrato rispettivamente nella Figura 2.11; questi valori di PGA sono i massimi dei tre terremoti principali della sequenza sismica, in particolare i terremoti di Kahramanmaras (M 7,8), Elbistan (M 7,5) e Defne (Hatay) (M 6,3). Come si vede in questa figura, la PGA era compresa tra 0,2 g e 0,7 g per la maggior parte degli edifici. Un numero minore di edifici ha registrato PGA inferiori a 0,2 g.

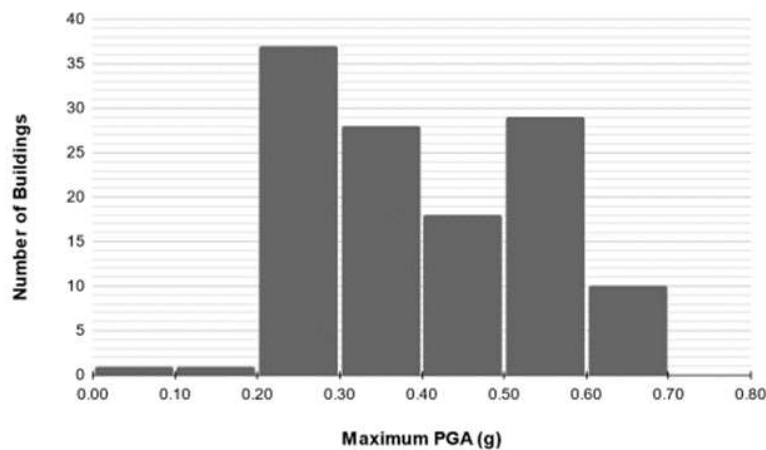


Fig. 2.11_ Distribuzione della PGA massima nei siti visitati dalla sequenza di tre terremoti: My 7.8 Kahramanmaras, My 7.7 Elbistan e My 6.3 Defne

Il team EERI Buildings si è concentrato soprattutto sugli edifici costruiti dopo il 2000, in quanto è più probabile che questi siano stati progettati seguendo delle linee guida idonee per sopportare eventi sismici.

Questi edifici visitati sono rappresentativi delle prestazioni degli edifici nella regione sismica, costruiti secondo le moderne norme edilizie. La distribuzione degli edifici in termini di numero di piani è mostrata nella Figura 2.10. Come si vede nella figura, la gran parte degli edifici è tra i 6 e i 10 piani, un dato tipico della regione.

La distribuzione degli edifici in termini di classe di danno è mostrata nella Figura 2.12; si nota che la maggior parte degli edifici rientra nella categoria dei danni gravi, seguita da quelli con danni moderati.

Dai sopralluoghi effettuati, sono state riscontrate gravi carenze progettuali e costruttive, tra cui scarso confinamento del calcestruzzo, dettagli scadenti, un'insufficiente giuntura a traliccio, in alcuni casi si è notata una mancanza di armatura a taglio. Solo una minima parte degli edifici visitati presentava danni leggeri o nulli.

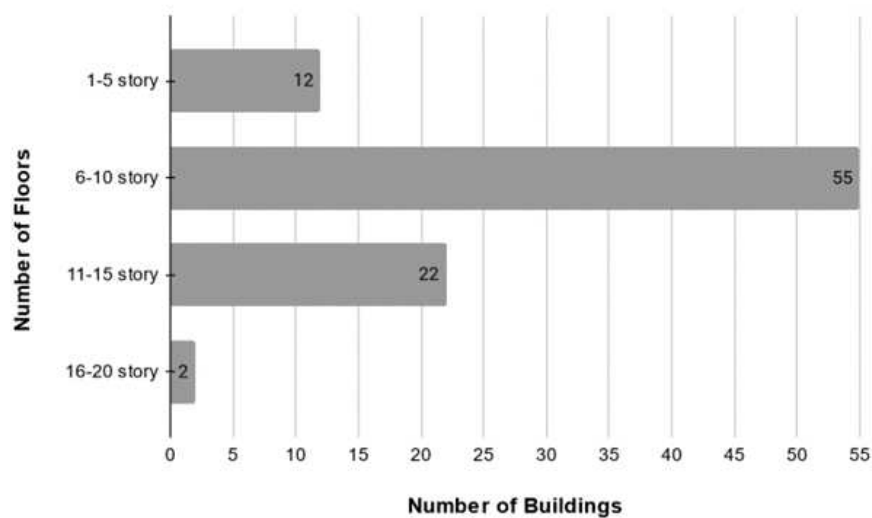


Fig. 2.12_Distribuzione degli edifici residenziali in termini di numero di piani.

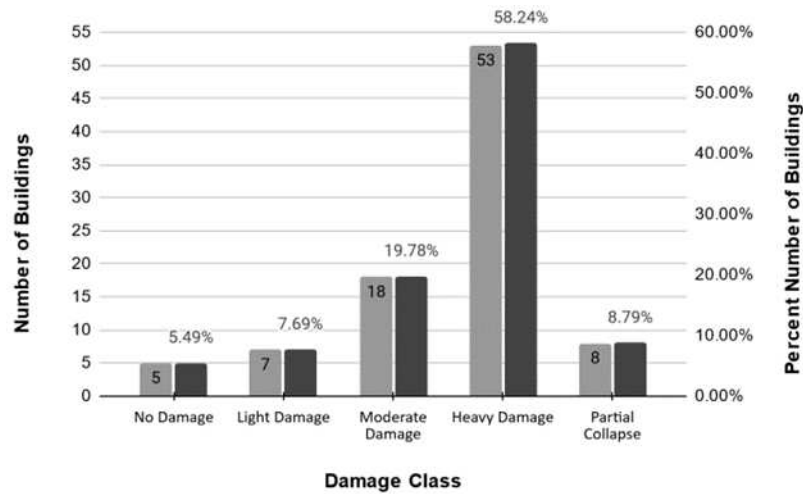


Fig. 2.13_Distribuzione degli edifici residenziali in termini di classe di danno

Il numero totale di edifici utilizzato per calcolare le percentuali è stato di 91. Nonostante si tratti per lo più di costruzioni moderne, si è notato che la fessurazione a taglio diagonale degli elementi in calcestruzzo è prevalente e queste fessure sono state osservate nelle travi, nelle travi di accoppiamento, nelle colonne e nelle pareti di taglio.

La deformazione delle armature è il danno più comunemente osservato; questo è un chiaro segnale di un quantitativo scarso di armature trasversale. Il team ha osservato che molti dei casi di instabilità delle armature si sono verificati nelle zone di cerniera plastica delle travi, indicando ancora una volta la mancanza di staffe, che ha impedito a queste travi di sviluppare cerniere plastiche duttili.

La frantumazione del calcestruzzo è stata osservata soprattutto nelle basi di colonne e pareti su uno o entrambi i lati, quando il lato di compressione cambia durante le inversioni di carico.

Le cerniere plastiche sono state osservate solo nel 37% degli edifici e, nella maggior parte dei casi, non si sono sviluppate correttamente. Nonostante le cerniere plastiche delle travi siano la modalità di dissipazione dell'energia desiderata nei telai in cemento armato, le cerniere plastiche nelle travi sono state osservate solo nel 22% dei casi.

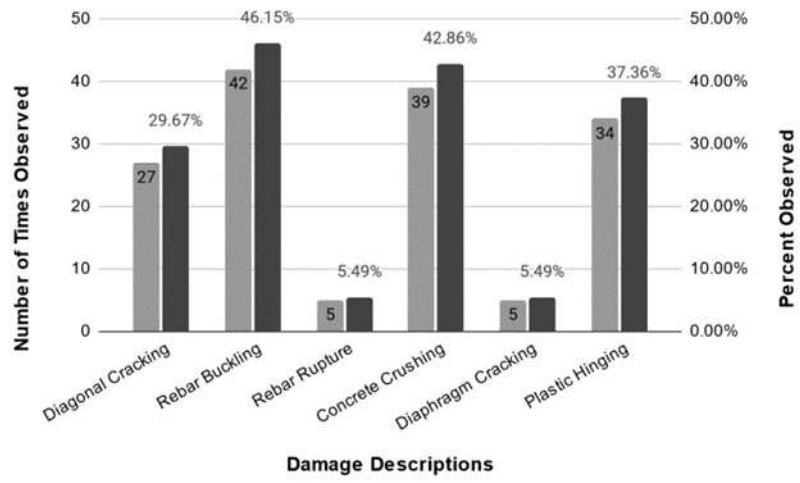


Fig. 2.14_Tipi di danni osservati negli edifici residenziali visitati dal team EERI Buildings.

2.3.1 Edifici residenziali

Le città interessate dagli eventi sismici e visitate dal team EERI Buildings avevano principalmente edifici residenziali, tipicamente dotati di pilastri non distribuiti in modo uguale nelle due direzioni ortogonali, rendendo una direzione intrinsecamente più debole dell'altra. In generale, è stato osservato che gli elementi verticali non avevano un'adeguata armatura trasversale per il confinamento e per la resistenza al taglio; inoltre, la rottura a taglio e la deformazione assiale asimmetrica alla base dei pilastri e nei nodi trave-colonna hanno provocato un'eccessiva deriva laterale residua e in alcuni casi il collasso totale della struttura.

Si riportano alcune immagini di edifici crollati e danneggiati a seguito di tali eventi sismici.



Fig. 2.15_ Edificio in costruzione con sistema a telaio in cemento armato, Antakya.

Nonostante il materiale da costruzione principale utilizzato per l'edilizia residenziale è il cemento armato, nelle città di İskenderun e Antakya sono state riscontrate alcune strutture in acciaio per l'edilizia residenziale.



Fig. 2.16_Nucleo in cemento armato con intelaiatura a gravità in acciaio

Per massimizzare la superficie del piano, in Turchia è comune che i progettisti utilizzino una superficie maggiore nei piani superiori rispetto al piano terra, aggiungendo sbalzi o aggetti. In alcuni casi, i carichi laterali e di gravità al livello del diaframma sopra il piano terra vengono trasferiti alle pareti di taglio che costituiscono il sistema laterale primario dell'edificio. I carichi laterali e di gravità sulle pareti di taglio a più piani sono stati trasferiti attraverso una trave a sbalzo con resistenza e rigidezza inadeguate e questo ha generato gravi danni alla facciata e agli elementi non strutturali.



Fig. 2.17_ Strutture con sbalzi e sporgenze ai piani sopra il livello del suolo

Un altro problema nelle città colpite dall'evento sismico è stata anche l'inadeguatezza delle distanze sismiche tra gli edifici.

In particolare, a Kirikhan e Adiyaman, si è notato che c'era un certo numero di edifici di varie altezze (5-12 piani) con una separazione inadeguata, approssimativamente solo un paio di centimetri. In alcuni casi, si è scoperto che queste separazioni inadeguate sono state utilizzate per collocare tubature e altre utenze a servizio dell'edificio. Poiché i solai di questi edifici non si trovavano sullo stesso piano orizzontale, il martellamento è diventato più dannoso, provocando in alcuni casi il crollo parziale della struttura.

Sono stati osservati diversi casi in cui gli edifici vicini sono crollati o hanno subito un forte impatto laterale su una struttura che di per sé aveva subito danni limitati.



Fig. 2.18_ Separazione insufficiente nei giunti sismici tra edifici



Fig. 2.19_ Struttura impattata dagli edifici vicini (effetto martellamento)

Nel complesso, il team EERI Buildings ha osservato molti danni in prossimità delle estremità delle travi; questo tipo di danno osservato corrisponde tipicamente all'innesco di un meccanismo di cerniera plastica.

In alcuni casi, le travi hanno raggiunto la piena capacità di cerniera plastica e il calcestruzzo si è frantumato alle estremità delle travi. Nella maggior parte dei casi, le travi non hanno potuto sviluppare una cerniera plastica efficiente a causa della mancanza di un'armatura trasversale sufficiente a sostenere l'armatura longitudinale; quest'ultimo aspetto ha comportato l'instabilità prematura delle barre

2.3.2 Ospedali

Nel seguente paragrafo si vuole mettere in evidenza i danni osservati sugli edifici strategici, in particolare sugli ospedali, a seguito dell'evento sismico registrato il 06 Febbraio.

Più precisamente, il focus si incentrerà sul comportamento che gli ospedali isolati alla base hanno mostrato rispetto agli ospedali a base fissa, riportando i vari danni e mettendo in luce anche gli aspetti positivi delle due tecnologie. Saranno analizzati dodici edifici ospedalieri, situati tutti nell'area colpita dai terremoti di magnitudo 7.8 Mw e 7.5 Mw del 06 Febbraio; tra questi edifici cinque sono progettati utilizzando la tecnica dell'isolamento, mentre gli altri sette sono a base fissa.

Di seguito si riporta una figura in cui viene mostrata l'ubicazione dei dodici edifici ospedalieri analizzati insieme agli epicentri, alle faglie di rottura dei due terremoti e alle stazioni (AFAD, 2023) presenti nella regione.

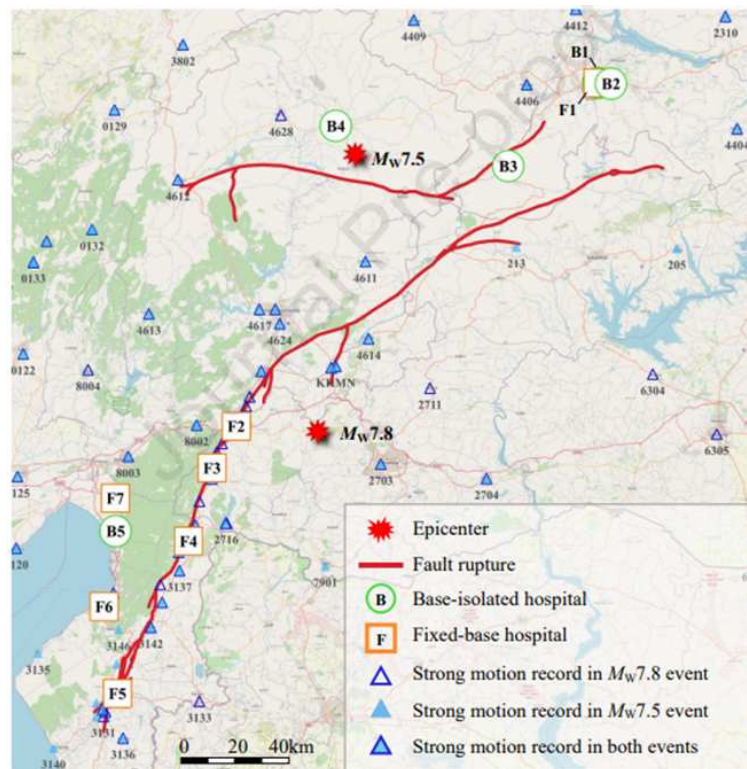


Fig. 2.20 Ubicazione degli ospedali analizzati e delle stazioni di registrazione nell'area colpita dal terremoto

Ogni ospedale è contrassegnato da una lettera maiuscola e da un numero. La lettera maiuscola "B" indica un edificio isolato dalla base, mentre "F" indica un edificio a base fissa. I cinque ospedali situati nella parte settentrionale dell'area colpita sono stati maggiormente influenzati dall'evento MW7.5. Tra questi, B1, B2, B3 e F1 si trovavano nella provincia di Malatya, mentre il solo B4 si trova nella provincia di Kahramanmaraş.

Gli altri sette ospedali, nella parte sud-occidentale dell'area colpita, sono stati maggiormente colpiti dall'evento MW7.8. Mentre F2 e F3 si trovavano nella provincia di Gaziantep, gli altri cinque ospedali erano tutti situati nella provincia di Hatay. Tra questi, F2, F3, F4 e F5 si trovavano a meno di 2 km dalla rottura della faglia. In particolare, F3 si trovava a soli 50 metri circa dalla frattura superficiale.

Type	ID	Hospital Name	No. Stories	No.beds	Year of construction	Occupancy status	Estimate d T1 (s)	DR
Base Isolation	B1	Malatya Maternity and Children's Hospital	3, 7	311	2019	IO	2/3	2.06
	B2	Battalgazi State Hospital	7	300	2020	IO	2/3	1.95
	B3	Dogansehir State Hospital	6	100	2019	OS	2/3	0.92
	B4	Elbistan State Hospital	3, 9	378	2017	IO	2/3	0.81
	B5	Dortyol State Hospital	3, 10	450	2021	IO	2/3	2.46
Fixed base	F1	Malatya Education and Research Hospital	3, 10	1055	2013	OS	1.03	2.03
	F2	Nurdagi State Hospital	2	25	2003/2015	OS	0.31	1.59
	F3	Islahiye State Hospital	4	100	2014	IO	0.52	1.62
	F4	Hassa State Hospital	3	50	2022	IO	0.42	2.05
	F5	Hatay Education and Research Hospital	5, 8	1130	2001/2013	NA	0.87	5.14
	F6	Iskenderum State Hospital	2, 6	600	1968	NA	0.70	1.55
	F7	Erzin State Hospital	2	50	1994	NA	0.31	0.89

Tab. 2.3 _Informazioni sui 12 edifici ospedalieri analizzati

Nella Tabella 2.3 vengono riassunte alcune informazioni di base sui 12 edifici ospedalieri analizzati.

Tutti gli edifici non hanno più di 10 piani, il numero di posti letto varia dai 25 dell'ospedale statale di Nurdağı (Nurdağı District State Hospital, 2023) ai 1130 dell'Hatay Education and Research Hospital, che è anche il più grande ospedale della provincia di Hatay.

Ad eccezione degli ospedali F6 e F7, la maggior parte degli ospedali interessati è stata costruita dopo il 2001, ovvero, quando le norme di progettazione sismica degli edifici in Turchia hanno subito un importante miglioramento. Le cinque strutture ospedaliere isolate alla base sono state costruite dopo il 2013, quando il governo ha imposto a tutti i nuovi ospedali di 100 o più posti letto in regioni sismiche di adottare l'isolamento sismico.

Inoltre, nella tabella si elencano gli stati di occupazioni dei 12 ospedali; lo stato è classificato come occupazione immediata (IO), occupazione sospesa (OS) e nessun accesso (NA).

Ad eccezione di B3 a Doğanşehir, tutti gli edifici isolati alla base analizzati sono stati immediatamente occupabili dopo i terremoti.

Per quanto riguarda gli edifici a base fissa, F3 e F4 hanno raggiunto l'obiettivo di occupazione immediata (IO) nonostante la loro vicinanza alla rottura della faglia; il servizio degli ospedali F1 e F2 è stato sospeso dopo le scosse a causa di estesi danni non strutturali.

È importante dire che lo stato di occupazione di un edificio deve essere messo in relazione con la domanda sismica dello specifico edificio durante il terremoto, in modo da interpretare correttamente la prestazione sismica dell'edificio.

Per questo motivo, si definisce un rapporto di domanda, DR, per determinare approssimativamente l'effettiva domanda sismica che ha subito l'edificio; in particolare, si tratta del rapporto tra l'accelerazione spettrale registrata rappresentativa nelle vicinanze, $S_{a,rec}$ e quella dello spettro di progetto (DD2), $S_{a,DD2}$, al 10% in 50 anni nel codice turco 2018 per la progettazione sismica degli edifici.

A causa dell'assenza di informazioni sul periodo degli edifici, il rapporto di domanda viene calcolato sulla base di periodi o intervalli di periodi stimati. Per gli edifici a base fissa, il rapporto è preso al periodo fondamentale dell'edificio T_1 stimato dall'altezza totale e dall'equazione empirica per i telai in cemento armato del codice sismico turco.

Per gli edifici isolati alla base, il periodo di isolamento è predominato dalla progettazione dello stesso piano di isolamento piuttosto che dalle proprietà della sovrastruttura. Poiché non esiste ancora un'equazione empirica per stimare correttamente il periodo di isolamento, per valutare il rapporto di domanda DR per gli edifici isolati alla base, consideriamo le accelerazioni spettrali medie nell'intervallo $T = 2s$ e $3s$. Questo intervallo di periodi è comune per gli edifici in cemento armato multipiano isolati alla base (Pan et al. 2005; Cimellaro et al. 2010).

Per edifici a base fissa: $DR = S_{a,rec}(T_1)/S_{a,DD2}(T_1)$

Per edifici isolati alla base: $DR = \int_2^3 S_{a,rec}(T)dT / \int_2^3 S_{a,DD2}(T)dT$

Dalle equazioni $S_{a,rec}(T)$ è la media geometrica delle accelerazioni spettrali registrate delle due componenti orizzontali del moto rappresentativo del suolo in prossimità del sito dell'edificio; $S_{a,DD2}(T)$ è l'accelerazione spettrale di progetto al livello DD2 (probabilità di superamento del 10% in 50 anni, assumendo la classe di sito ZB) come da codice TBDY 2018 (TBDY129 2018, 2018); T_1 è il periodo fondamentale stimato dell'edificio attraverso questa formula:

$$T_1 = C_t H^{3/4}$$

dove

- H è l'altezza totale dell'edificio dal suolo. Si stima assumendo un'altezza uniforme dei piani di 3,6 m per tutti gli edifici.
- C_t è un coefficiente empirico per i sistemi strutturali. È stato assunto pari a 0,07 come da codice per le "altre strutture" perché è coerente con il suggerimento di Yakut (2008) per gli edifici a telaio RC basato sui dati di monitoraggio degli edifici costruiti. Con $C_t = 0,07$, anche il periodo stimato dall'Eq. 3 è molto vicino a quello stimato dall'equazione empirica di ASCE/SEI7-2016 (2016).

La Figura 2.21 illustra il calcolo del rapporto di domanda per gli edifici a base fissa e isolati dalla base; in più descrive approssimativamente come il movimento effettivo del suolo nei terremoti abbia superato la richiesta di progetto di livello DD2 per un edificio specifico.

Si deve considerare il fatto che questi rapporti di domanda sono soggetti all'incertezza di diverse fonti, tra cui:

- sebbene il campo di osservazione del moto forte sia denso, non sempre è disponibile un report di registrazioni abbastanza vicino a tutti gli edifici ospedalieri interessati;

- anche se è presente un registro del moto forte nelle vicinanze, questo potrebbe non rappresentare esattamente l'input sismico effettivo per l'edificio corrispondente, a causa dei possibili effetti del terreno locale e delle condizioni del suolo;
- i periodi fondamentali degli edifici sono solo stime approssimative;
- gli spettri di progetto sono basati sull'ultimo codice sismico in Turchia pubblicato nel 2018, mentre molti edifici ospedalieri indagati sono stati progettati e costruiti prima di esso.

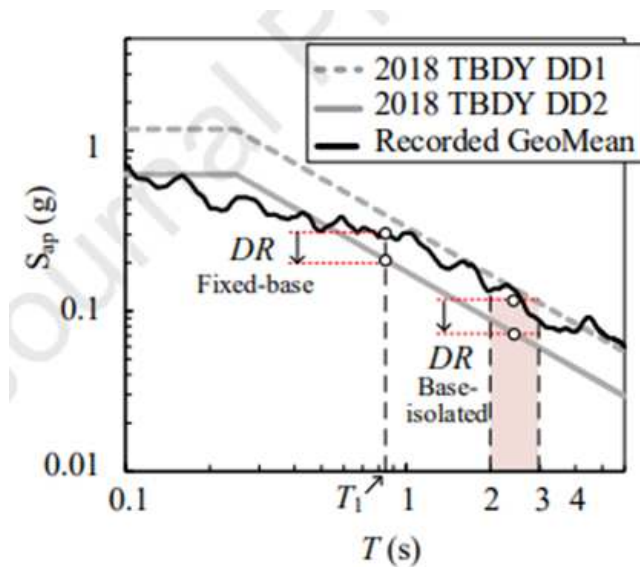


Fig. 2.21_Rapporti di domanda sugli spettri di risposta

Tenendo conto di queste incertezze, nella Figura 2.22 sono stati tracciati gli stati di occupazione osservati dei 12 edifici ospedalieri rispetto ai rispettivi rapporti di domanda, per fornire un quadro globale approssimativo di quanto forti siano stati i moti del suolo effettivi, rispetto alla domanda di progetto e di come gli edifici si siano comportati sotto tali moti del suolo in termini di occupazione post-sisma.

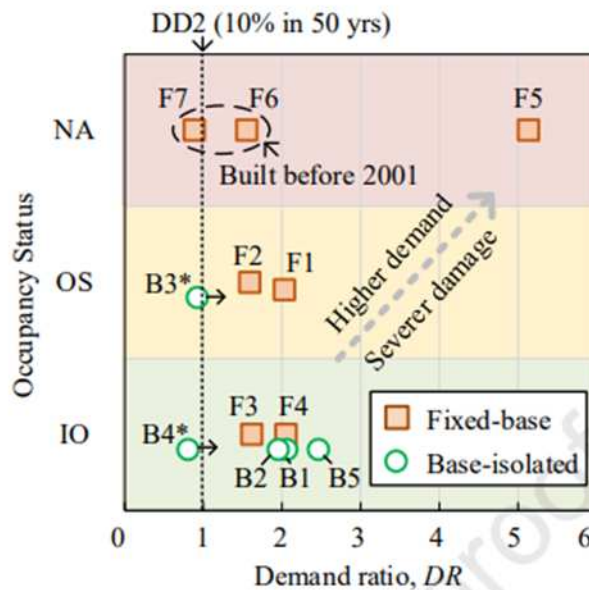


Fig. 2.22_Relazione tra lo stato di occupazione post-terremoto e i rapporti di domanda degli ospedali analizzati

Sulla base della figura appena riportata, diverse possono essere le osservazioni: la prima è che la domanda sismica, per la maggior parte degli edifici indagati, ha superato il rispettivo livello base di progettazione (DD2) del terremoto. Considerando che il livello DD1 (cioè, 2% di probabilità di superamento in 50 anni) è circa 2 volte il livello DD2 nell'ultimo codice sismico turco (TBDY-2018, 2018), le richieste sismiche per cinque edifici indagati hanno anche superato il livello di intensità del terremoto massimo previsto.

La seconda osservazione è che ad eccezione dell'edificio B3, tutti gli altri edifici isolati alla base hanno garantito un'occupazione immediata in presenza di un'intensità sismica superiore a quella progettuale. Questo però non si tratta di un fenomeno esclusivo degli edifici isolati alla base, in quanto anche le strutture F3 e F4 hanno fornito esempi di successo di edifici ospedalieri a base fissa, i quali sono rimasti operativi anche se sono stati sottoposti a un terremoto più forte del livello di progetto.

2.3.2.1 Ospedali a base fissa

Il primo ospedale a base fissa che si prende in considerazione è l’F1, il quale si trova nella parte settentrionale delle regioni colpite dal terremoto. In quest’area i danni agli edifici sono stati attribuiti più all’evento di magnitudo 7.5 Mw che all’evento più distruttivo di magnitudo 7.8 Mw.

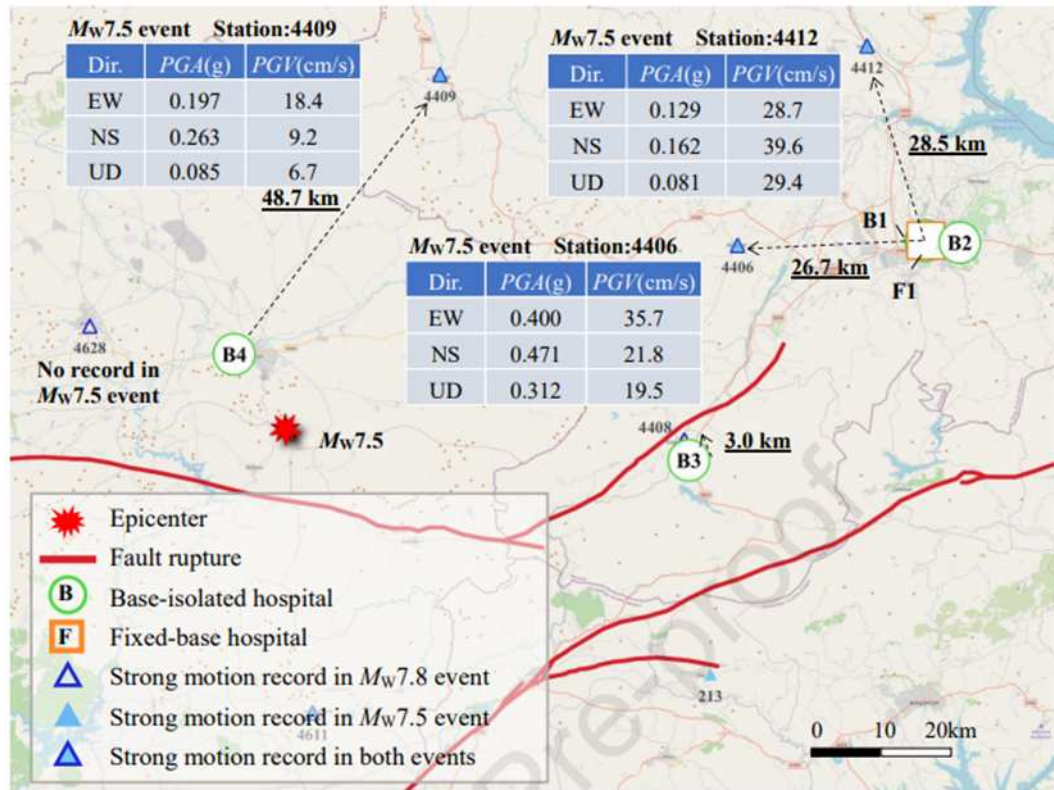


Fig. 2.23_Posizione dell’Ospedale F1 a base fissa, situato nella parte settentrionale della regione colpita dal sisma.

Tale edificio ospedaliero F1 è collegato, attraverso un corridoio a base fissa, con l’edificio isolato alla base B1, quindi, fanno parte dello stesso campus. Da questo, è possibile fare un confronto diretto tra le prestazioni sismiche dell’edificio a base fissa e di quello isolato. L’ospedale F1 in esame ha 1055 posti letto ed è stato costruito nel 2009.



Fig. 2.24 Edifici B1 e F1 a Malatya

Gli spettri di risposta riportati nella figura successiva confermano che la registrazione 4406 è molto più ricca di contenuti di breve periodo rispetto alla stazione 4412.

Come input rappresentativo del moto del suolo, si considera dunque, per tale edificio, la stazione 4406.

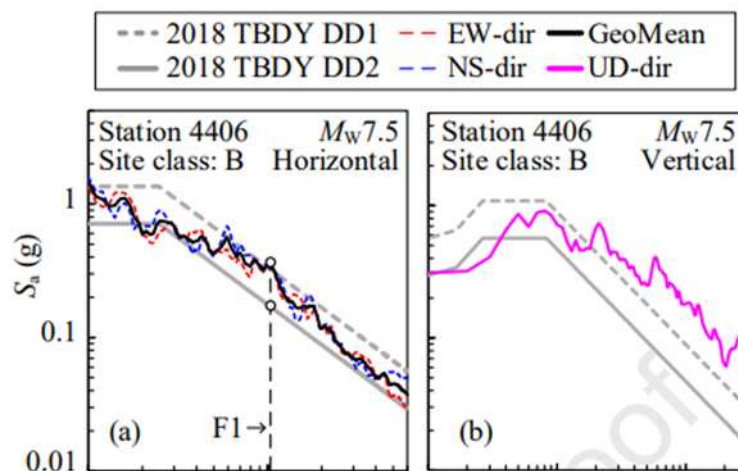


Fig. 2.25 Spettri di risposta dei moti al suolo rappresentativi per F1 in (a) direzione orizzontale e (b) verticale

Al periodo fondamentale stimato di F1, l'accelerazione spettrale della registrazione 4406 supera leggermente lo spettro di progetto del livello DD1 ed è 2,03 volte lo spettro di progetto del livello DD2.

L'edificio a base fissa F1, a seguito di tali eventi, ha subito ingenti danni non strutturali e per questo motivo la sua occupazione è stata sospesa dopo il terremoto.

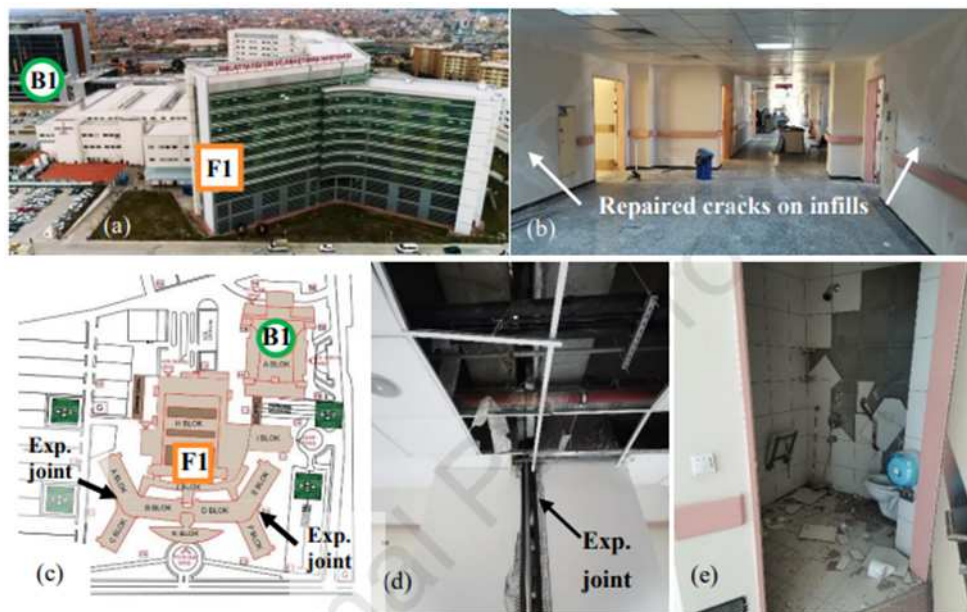


Fig. 2.26_ Danni non strutturali nella sovrastruttura di F1

I danni non strutturali nell'edificio F1 comprendevano la fessurazione estesa dei pannelli di tamponatura in muratura, danni ai controsoffitti e la caduta di piastrelle in ceramica. I danni ai controsoffitti si sono concentrati in prossimità dei giunti di dilatazione tra i diversi blocchi dell'edificio a più ali.

Oltre all'ospedale F1, ci sono ben quattro ospedali a base fissa, che sono stati analizzati a seguito di tali eventi sismici, situati lungo la rottura della faglia. Gli edifici in questione sono l'edificio F2 – F3 – F4 e F5.

Tutti questi edifici sono stati costruiti dopo il 2001 e si trovavano a meno di 2 km dalla rottura della faglia dell'evento Mw 7.8. Sono etichettati come da F2 a F5 in base alla loro posizione lungo la rottura della faglia (Figura 2.20).

L'edificio F2 dell'ospedale statale di Nurdagi, nella provincia di Gaziantep, si trova a circa 31 km a est dell'epicentro dell'evento MW7.8, il più vicino all'epicentro tra

i quattro ospedali. La piccola città di Nurdaği è stata quasi distrutta dalla forte scossa di terremoto ed era nota per il suo elevato rischio sismico.

L'accelerazione spettrale massima di livello DD1 è pari a 2,1 g per la classe di sito ZB secondo il codice sismico (TBDY-2018, 2018). Sebbene molto forte, il movimento del suolo registrato dalla vicina stazione 2712 ha mostrato un'accelerazione spettrale orizzontale inferiore allo spettro previsto di livello DD1 al periodo fondamentale stimato dell'edificio F2. Tuttavia, ha superato lo spettro di livello DD2 di 1,59 volte.

Sotto questo tipo di movimento, l'edificio ospedaliero a due elevazioni con struttura in cemento armato, costruito originariamente nel 2003 e alzato nel 2015 (Ospedale statale del distretto di Nurdaği, 2023), ha subito estesi danni non strutturali, mentre sono stati osservati pochi danni alle membrature strutturali. I danni non strutturali che hanno sospeso l'occupazione dell'edificio comprendono ampie fessurazioni dei tamponamenti in muratura, la caduta di controsoffitti e la dispersione di attrezzature mediche e mobili scivolati e rovesciati.

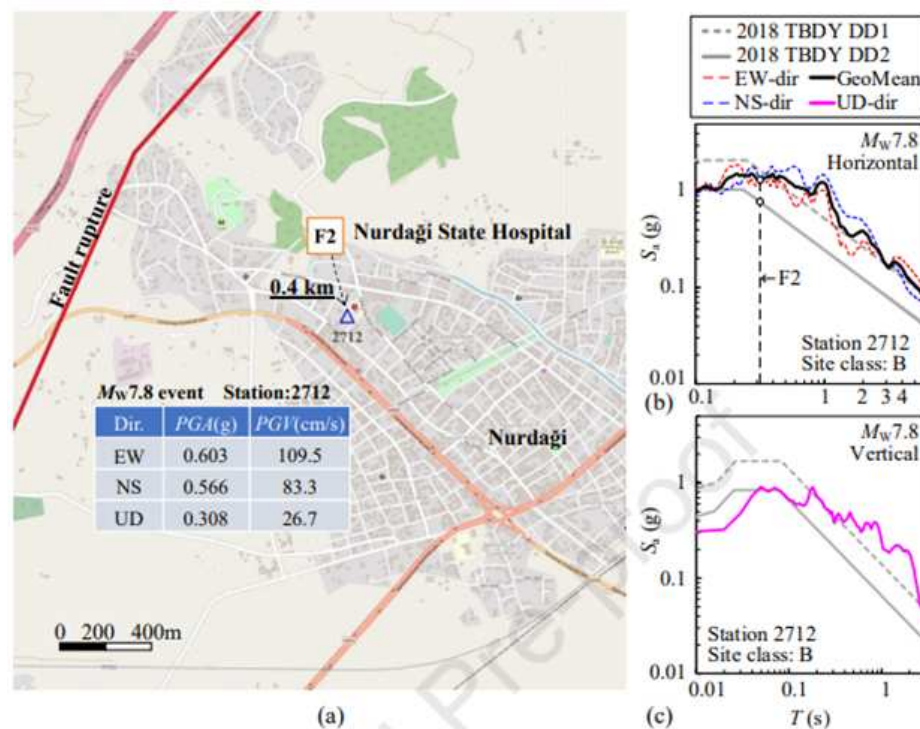


Fig. 2.27_Posizione di F2, Ospedale statale di Nurdaği e della vicina stazione di monitoraggio forte 2712

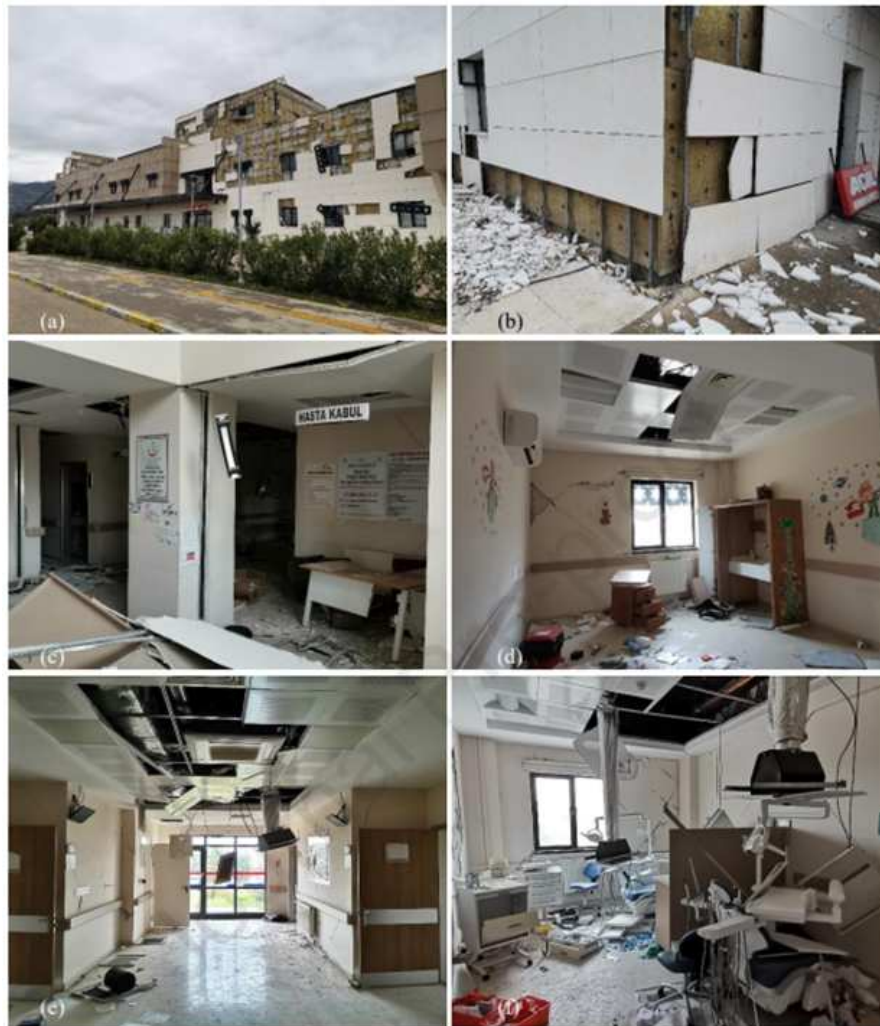


Fig. 2.28_Danni non strutturali all'edificio a base fissa F2, Ospedale di Stato di Nurdağı

A sud-ovest, lungo la stessa faglia, si trova l'edificio F3 dell'ospedale statale di İslahiye. La stazione di forte movimento più vicina era la stazione 2718 dall'altra parte della piccola città, a circa 4,2 km dall'ospedale. Lo spettro di accelerazione orizzontale della stazione 2718 mostra un rapporto di domanda $DR=1,62$ per F3, ma non supera il livello DD1.

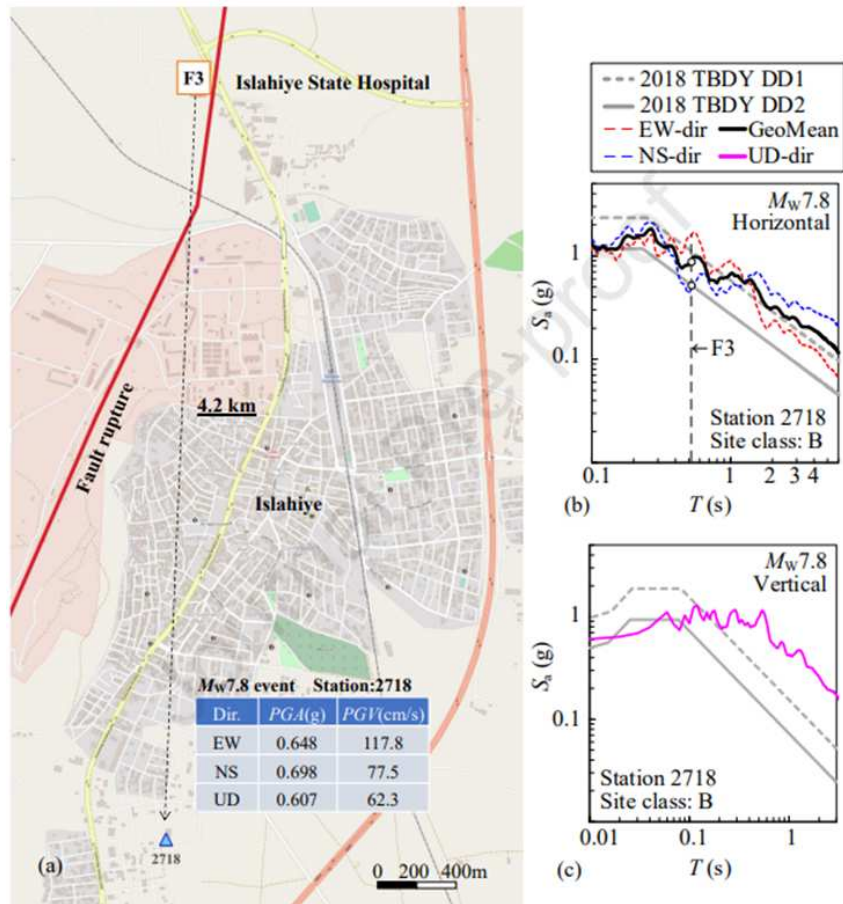


Fig. 2.29_Posizione di F3, Ospedale statale di İslahiye e della vicina stazione 2718

Nonostante l'elevato rapporto di domanda, l'edificio F3 costituito da quattro piani con struttura in cemento armato non ha subito danni visibili agli elementi strutturali e danni minimi agli elementi non strutturali. Di conseguenza, l'ospedale è rimasto operativo dopo il terremoto. I danni limitati hanno incluso la caduta di alcune piastrelle in pietra del muro di cinta sospeso a secco sul retro dell'edificio e alcuni pannelli mancanti dal controsoffitto dell'atrio.



Fig. 2.30_Vista posteriore di F3, Ospedale statale di Islahiye e i relativi danni non strutturali

È rimasto operativo anche l'edificio F4 a 3 piani con struttura in c.a. dell'ospedale statale di Hassa, nella provincia di Hatay. Anch'esso era molto vicino alla rottura della faglia. La stazione 3138 si trovava nelle sue vicinanze, ma dall'altra parte della faglia; la registrazione presenta contenuti significativi nell'intervallo di periodo di circa 1 secondo. Al periodo fondamentale stimato di 0,42 secondi dell'edificio, l'accelerazione spettrale della registrazione ha raggiunto lo spettro di livello DD1 in direzione orizzontale.

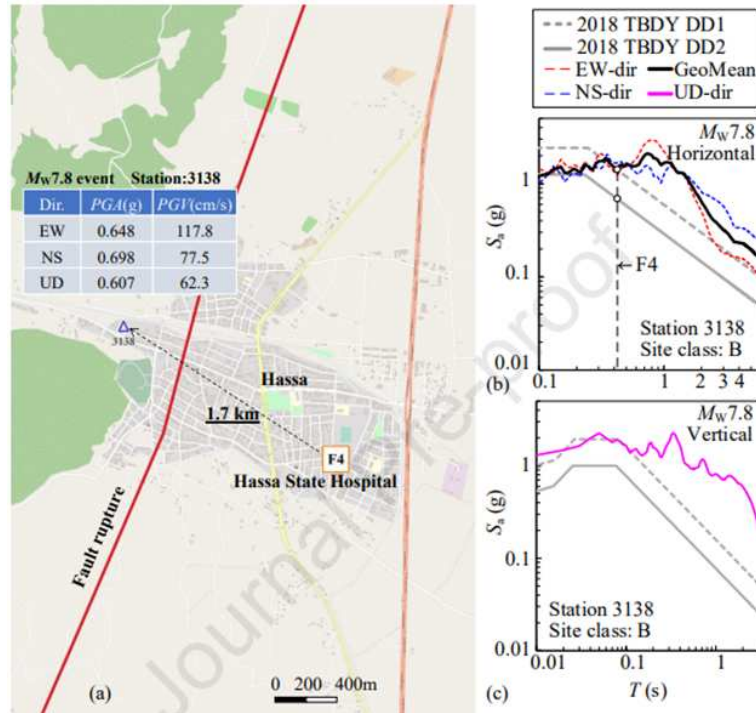


Fig. 2.31 _Posizione di F4, Ospedale statale di Hassa e della vicina stazione di moto forte 3138



Fig. 2.32 _Edificio F4,'Ospedale di Stato di Hassa: (a) facciata e (b) vista interna in data 26 marzo 2023.

Le prestazioni degli edifici F3 e F4 sono un esempio riuscito di edifici a base fissa che raggiungono l'obiettivo di un'occupazione immediata in presenza di elevate esigenze sismiche.

L'edificio F5 dell'Hatay Education and Research Hospital si trova vicino all'estremità sud-occidentale della faglia di rottura del terremoto Mw 7.8, a circa 9 km a nord-est del centro della città di Hatay. La città è stata tra le aree più gravemente danneggiate dal terremoto. I danni agli edifici sono stati particolarmente pesanti nella pianura alluvionale lungo il fiume.

La stazione più vicina all'ospedale è la 3124, che ha registrato una PGA di 0,636 g nella componente Est – Ovest. L'accelerazione spettrale in direzione orizzontale ha superato di molto lo spettro del livello DD1 in un'ampia gamma di periodi e ha determinato un DR estremamente elevato di 5,14 al periodo fondamentale stimato di F5.

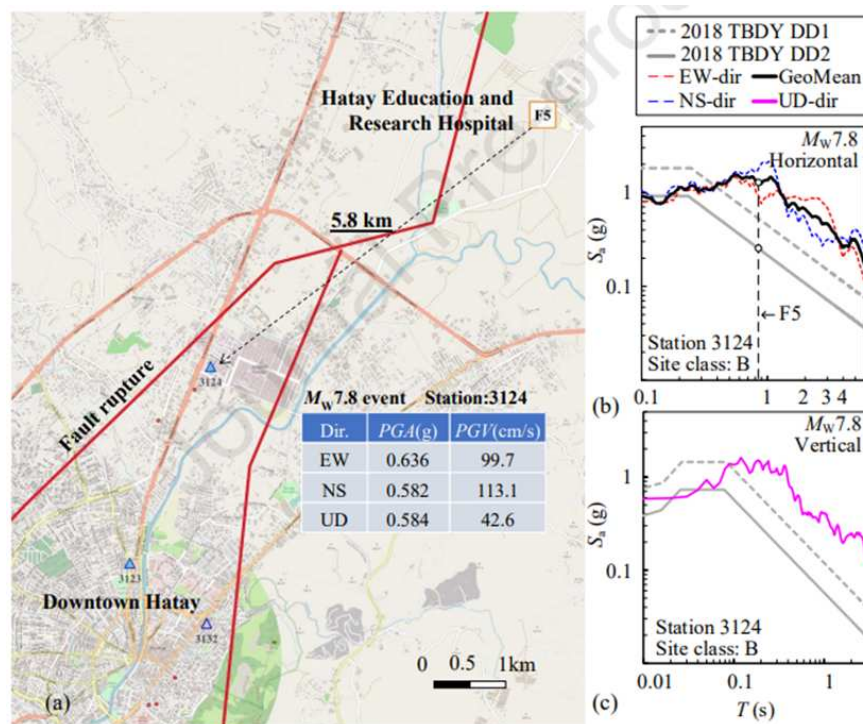


Fig. 2.33_Posizione della stazione F5, Hatay Education and Research Hospital e della vicina stazione 3124.

L'Hatay Education and Research Hospital è il più grande ospedale della provincia di Hatay, disponendo 1130 posti letto; questo è stato costruito nel 2001 e rialzato

nel 2013 (Hatay Education and Research Hospital, 2023). Nonostante il rapporto di domanda eccezionalmente alto, superiore a 5, l'edificio è rimasto in piedi dopo il terremoto e ha raggiunto con successo l'obiettivo della prevenzione dei crolli. Tuttavia, l'edificio presenta gravi danni in alcuni elementi strutturali e anche danni non strutturali, come il cedimento di tamponamenti in muratura, piuttosto estesi.



Fig. 2.34 _Danni a F5, Hatay Education and Research Hospital

Gli ultimi edifici a base fissa, l'F6 e l'F7, sono anch'essi a base fissa ma sono stati costruiti prima del 2001.

Le prestazioni sismiche degli edifici costruiti dopo il 2001 in Turchia sono generalmente ritenute molto migliori rispetto a quelle degli edifici più vecchi, grazie ai seguenti quattro fattori:

- l'applicazione di un moderno codice di progettazione sismica nel settembre 1998);

- gli allarmi causati dai terremoti Mw 7.6 İzmit in agosto e Mw 7.2 Düzce nel novembre 1999;
- l'applicazione di un moderno codice per le strutture in calcestruzzo (TS-500) nell'ottobre 2000 (TS-500, 2000);
- l'applicazione della legge sulle ispezioni edilizie nel luglio 2001 (Özden e Erkiş, 2015).

Tutti gli edifici ospedalieri presentati precedentemente sono stati costruiti dopo il 2001. Successivamente si mostrano i danni osservati in due edifici ospedalieri più vecchi, costruiti prima del 2001.

Entrambi gli edifici sono strutture basse a telaio in cemento armato situate nella provincia di Hatay. F6 è stato costruito nel 1968, è l'ospedale statale di İskenderun con 318 posti letto nella città portuale di İskenderun.

A circa 6,3 km dall'ospedale, la stazione 3316 ha registrato un forte movimento nell'evento Mw 7.8 che ha fornito un riferimento per lo scuotimento sperimentato da F6. Sebbene povera di contenuti a brevissimo periodo, la registrazione ha mostrato un'accelerazione spettrale orizzontale tra i livelli DD2 e DD1 in un'ampia gamma di periodi. L'ospedale F6 ha subito gravi danni strutturali a causa del forte movimento.

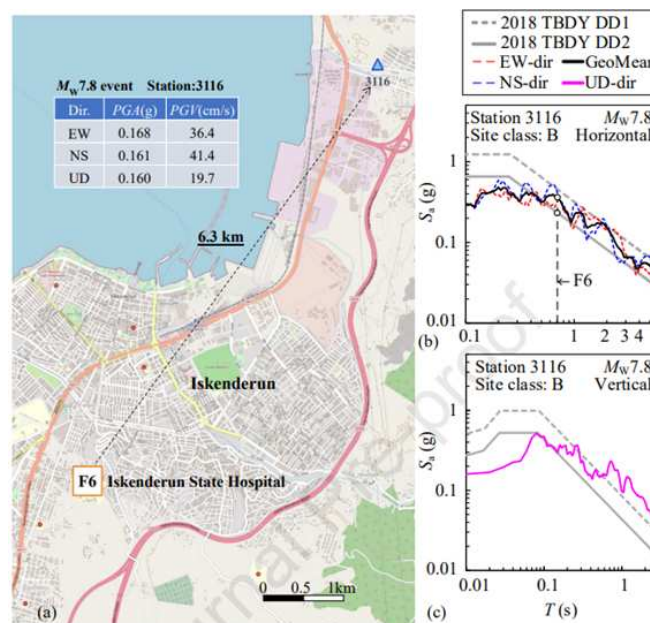


Fig. 2.35_Posizione di F6, Ospedale statale di İskenderun e della vicina stazione 3116



Fig. 2.36_Edificio F6, Ospedale statale di İskenderun

La seconda struttura a base fissa costruita nel 1994 è indicata con F7, ed ospita l'ospedale statale di Erzin con 50 posti letto. Si trova a 12 km a nord dell'edificio isolato dalla base B5. La stazione 3134 vicino a B5 è la stazione più vicina; l'accelerazione spettrale della registrazione al periodo fondamentale stimato di F7 è vicina allo spettro del livello DD2. Dall'esterno dell'edificio, si nota il crollo del tetto in legno, l'incernieramento delle colonne in cemento armato all'estremità inferiore e l'estesa fessurazione delle tamponature in muratura al piano inferiore.

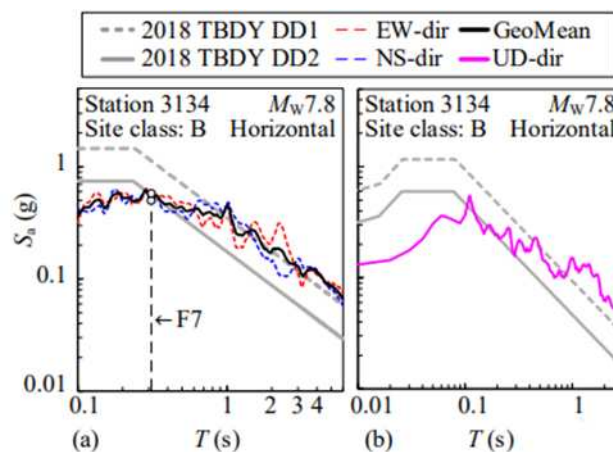


Fig. 2.37_Spettri di risposta della registrazione 3134 nell'evento $M_w7.8$ in (a) direzione orizzontale e (b) verticale (smorzamento del 5%).



Fig. 2.38_Danni all'edificio F7, Ospedale statale di Erzincan

2.3.2.2 Ospedali isolati alla base

Quattro dei cinque edifici ospedalieri isolati alla base analizzati si trovano nella parte settentrionale delle regioni colpite dal terremoto. In quest'area, i danni agli edifici sono stati attribuiti più all'evento Mw7.5 che all'evento più distruttivo Mw7.8. Le stazioni di misura non sono distribuite così densamente come nella parte sud-occidentale della regione colpita dal sisma, e molte stazioni hanno perso l'alimentazione durante il primo evento e non sono riuscite a ottenere una registrazione nell'evento Mw7.5.

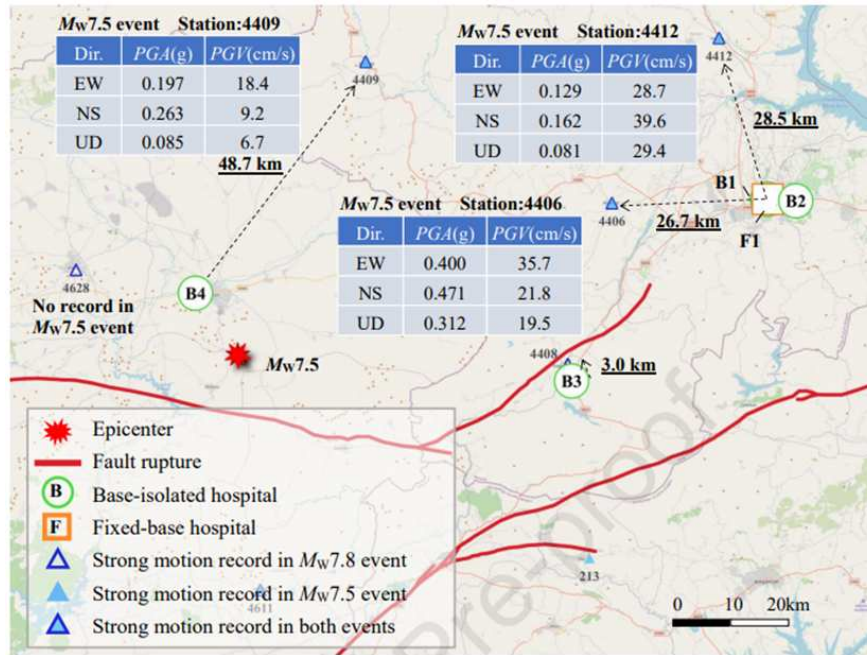


Fig. 2.39_Ospedali isolati alla base (B1-B2 -B3 B4) indagati nella parte settentrionale della regione colpita dal sisma e le stazioni di registrazione.

B1 è un edificio isolato dalla base costruito nel 2019; il suo blocco principale ha 7 piani fuori terra ed ospita l'Ospedale della Maternità e dei Bambini di Malatya, con 331 posti letto. Il piano di isolamento si trova nel seminterrato, occupato come parcheggio. Lo strato di isolamento è costituito da 246 isolatori a scorrimento (FPB = friction pendulum bearing) con una corsa di progetto di ± 360 mm. Gli FPB sono stati installati in cima a rigide colonne in cemento armato.

Accanto all'edificio B1 si trova l'edificio a base fissa F1 del Malatya Education and Research Hospital con 1055 posti letto, costruito nel 2009, precedentemente analizzato. I due edifici sono collegati da un corridoio a base fissa.



Fig. 2.40_Edifici B1 e F1 a Malatya

Nel raggio di 30 km dal campus dell'ospedale, ci sono due stazioni di registrazione, la 4412 e la 4406, che hanno ottenuto dei dati in entrambi gli eventi.

La stazione 4406, più vicina all'epicentro e alla rottura della faglia, ha registrato un'accelerazione di picco al suolo (PGA) molto maggiore in tutte le direzioni rispetto alla stazione 4412 nello stesso evento. Dagli spettri di risposta si può notare che la registrazione 4406 era molto più ricca di contenuti a breve periodo rispetto alla registrazione 4412.

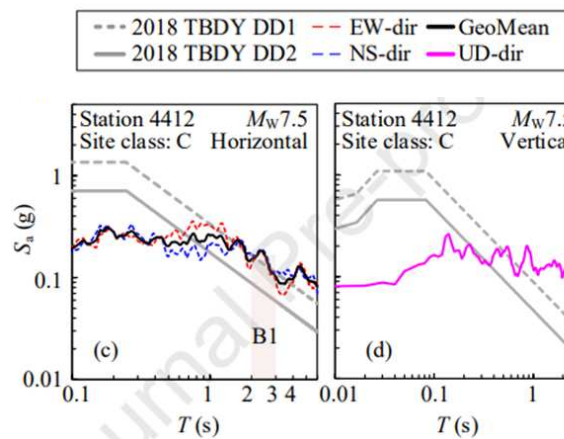


Fig. 2.41_Spettri di risposta dei moti al suolo rappresentativi per B1 in (c) direzione orizzontale e (b) verticale (smorzamento del 5%).

Sebbene la struttura primaria dell'edificio B1 sia rimasta intatta sotto questo movimento, comunque ci sono stati dei danni non strutturali di varia entità.

Essendo l'edificio B1 isolato alla base, il danno non strutturale è stato lieve, presente solo nello strato di isolamento e nelle sue vicinanze, e non ha ostacolato il servizio dell'ospedale.

Tra i danni visivamente significativi nello strato di isolamento vi sono le estese fessurazioni dei pannelli di tamponatura in muratura del parcheggio sotterraneo, che potrebbero aver ostacolato il movimento del piano di isolamento durante i terremoti e la dislocazione delle piastre metalliche di tenuta che circondano gli isolatori. I tubi che attraversavano lo strato di isolamento erano ben protetti dai giunti flessibili e sono rimasti intatti durante il terremoto.

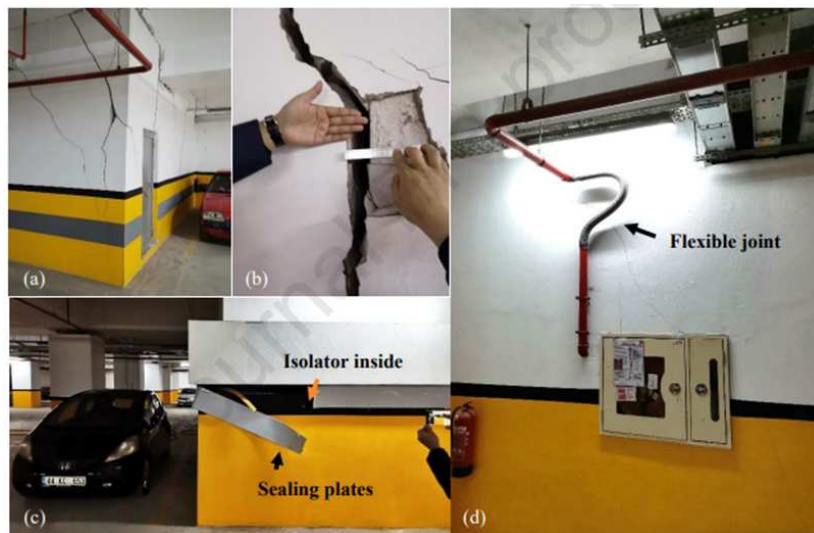


Fig. 2.42_Danni non strutturali osservati nello strato di isolamento di B1: (a) e (b) fessurazioni estese dei tamponamenti in muratura, (c) piastre di tenuta dislocate e (d) un esempio di giunto flessibile intatto per un idrante.

Intorno al piano di isolamento, i danni più significativi sono stati la caduta completa delle piastre di copertura metalliche sopra l'intercapedine di isolamento tra B1 e il corridoio e di un segmento della facciata continua sospesa a secco. Altri danni hanno incluso la fessurazione della rampa in calcestruzzo verso l'ingresso principale e la dislocazione di alcuni segmenti delle piastre di tenuta metalliche sopra l'interfaccia di isolamento.



Fig. 2.43_Danni non strutturali intorno allo strato di isolamento di B1

A circa 5 km a est del campus di B1 si trova un altro edificio ospedaliero isolato B2 dell'ospedale statale di Battalgazi. È stato costruito nel 2020 e ha 7 piani fuori terra (Figura 2.44). La sua sovrastruttura era protetta da un piano di isolamento costituito da 220 FPB con una corsa di progetto di ± 450 mm.

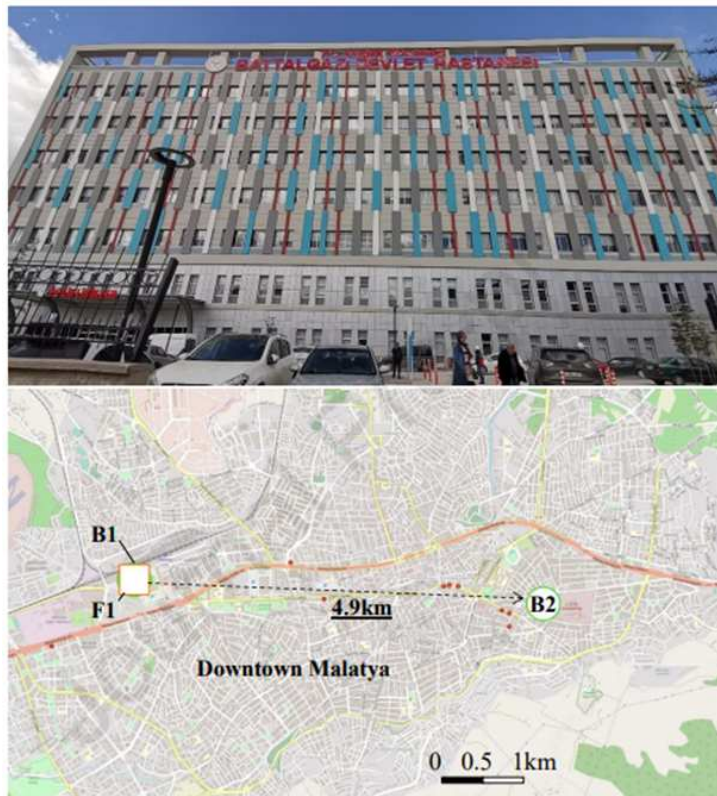


Fig. 2.44_Facciata e posizione dell'edificio ospedaliero B2 isolato dalla base dell'ospedale statale di Battalgazi

Il piano di isolamento si trovava nel parcheggio sotterraneo, dove gli FPB erano stati installati in cima alle colonne in cemento armato. A differenza delle colonne a sbalzo che sostengono gli FPB dell'edificio B1, queste colonne avevano travi incastrate per limitare la rotazione delle estremità superiori. Nell'edificio ospedaliero non sono stati osservati danni, né strutturali né non strutturali, e l'ospedale è stato immediatamente occupabile dopo i terremoti. Tuttavia, oltre alle soddisfacenti prestazioni di questo edificio, non vi erano segni di scorrimento considerevole dello strato di isolamento.

Dalle osservazioni, la vernice sparsa sulle FPB è rimasta indisturbata, il tamponamento in muratura che potrebbe aver bloccato lo strato di isolamento è rimasto intatto e la piastra di copertura dell'ingresso principale non sembra essersi mossa.

Le possibili ragioni per le prestazioni soddisfacenti dell'edificio con uno strato di isolamento alla base apparentemente non iniziato possono includere l'effetto locale del terreno che può aver attenuato il moto del suolo.



Fig. 2.45_ Strato di isolamento di B2: (a) posizione degli FPB, (b) un FPB con vernice indisturbata, (c) riempimento in muratura intatto nello strato di isolamento e (d) piastra di copertura intatta sopra la fessura di isolamento.

Nella provincia di Malatya si trova anche l'edificio B3 dell'ospedale statale di Doğanşehir, nella piccola città di Doğanşehir. Questo è localizzato a circa 123 km dall'epicentro del terremoto di Mw 7.8 e a 57 km da quello di Mw 7.5, e a soli 4,3 km dalla rottura della faglia di quest'ultimo evento. A circa 3 km dall'ospedale è presente la stazione 4408 e secondo gli spettri di risposta della registrazione 4408, l'ospedale isolato ha subito un movimento di livello DD2 durante l'evento Mw 7.8. È molto probabile che l'edificio B3 abbia subito un movimento molto più forte durante l'evento Mw 7.5 che è seguito, ma sfortunatamente, la stazione 4408 non è riuscita a ottenere una registrazione durante quest'ultimo evento a causa del blackout provocato dall'evento precedente.

Tale edificio ospedaliero (B3) è costituito da sei elevazioni ed è stato costruito nel 2019. Il piano di isolamento è composto da 122 FPB con una corsa di progetto di ± 490 mm. Le capacità di carico verticale degli isolatori variano da 730 a 1250 tonnellate a seconda del loro diametro.



Fig. 2.46 Edificio B3 dell'ospedale statale di Doğanşehir isolato: (a) vista frontale, (b) vista posteriore, (c) seminterrato che ospita il piano di isolamento e (d) e isolatore ad attrito nel piano di isolamento.

L'intercapedine di isolamento intorno all'edificio era in fase di scavo al momento della visita del team.

Gli ingegneri, che hanno ispezionato l'edificio dopo il terremoto, hanno riscontrato che l'intercapedine tra la struttura e il terreno, necessario per il movimento del sistema di isolamento, era stato riempito in modo improprio e proprio per questo motivo lo strato di isolamento è rimasto bloccato durante i terremoti.

Anche nello strato di isolamento sono stati riscontrati segni di scarsa qualità costruttiva. In corrispondenza dei giunti di costruzione diagonali, in più travi in calcestruzzo sopra l'isolatore, le armature longitudinali erano esposte e nel calcestruzzo erano rimasti blocchi di polistirolo.



Fig. 2.47_Danni osservati all'edificio B3 isolato alla base dell'ospedale statale di Doğanşehir

Probabilmente a causa del blocco dello strato di isolamento, sono stati osservati danni non strutturali sproporzionati nella sovrastruttura dell'edificio. Infatti, si tratta di danni diffusi ai controsoffitti e di estese fessurazioni dei tamponamenti in muratura. I danni non strutturali che sono stati osservati in questo edificio sono quelli

che più comunemente si osservano negli edifici a base fissa, per cui in questo caso l'edificio ospedaliero non ha avuto un comportamento ideale. A causa di questi danni non strutturali, l'occupazione di B3 è rimasta sospesa durante la nostra visita.

B4 è un ulteriore edificio isolato alla base dell'ospedale statale dell'Elbistan con 378 posti letto. È stato costruito nel 2017 e presenta un blocco di tre elevazioni nella parte anteriore e un altro blocco di nove elevazioni fuori terra nella parte posteriore.

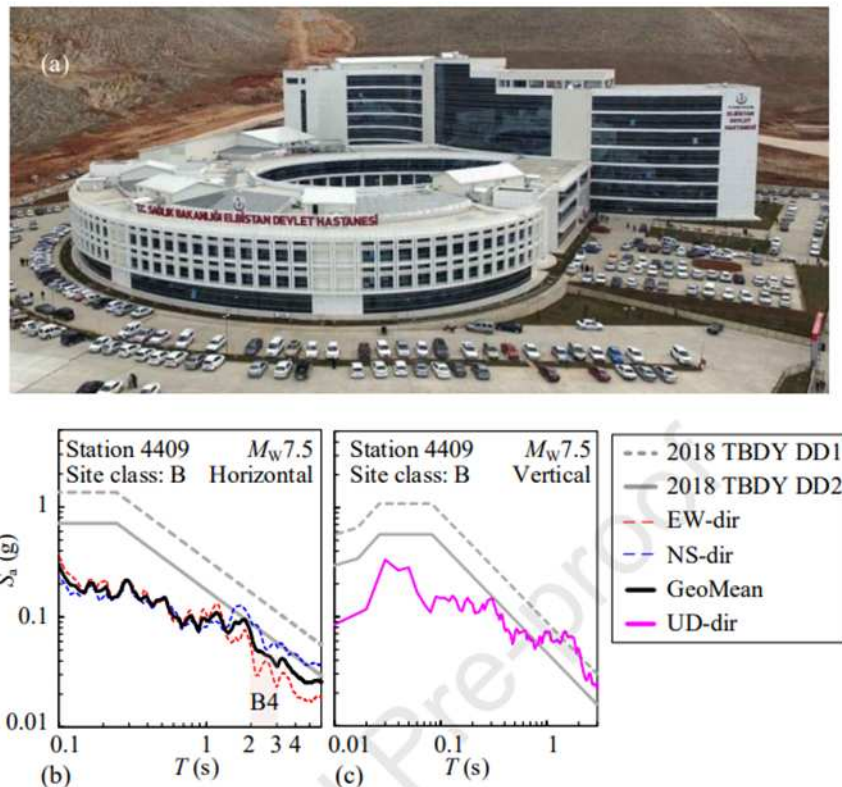


Fig. 2.48 (a) Vista aerea di B4 dell'ospedale statale di Elbistan (Kahramanmaraş Valiliği, 2023), gli spettri di risposta del segnale 4409 durante l'evento MW7.5 in (b) direzione orizzontale e (c) verticale (smorzamento del 5%).

La struttura si trova a 20 km dall'epicentro dell'evento Mw 7.5. La stazione di registrazione più vicina è la stazione 4628 di Afşin, che si trova a 21 km a est dell'ospedale, ma sfortunatamente, non ha ottenuto una registrazione di forti movimenti durante l'evento MW7.5.

La seconda stazione più vicina all'ospedale è la stazione 4409, la quale si trova a circa 50 km a nord-est dell'edificio B4 e sullo stesso lato della rottura della faglia. Gli spettri di risposta di tale stazione suggeriscono un movimento orizzontale del

20% inferiore al livello del DD2 nell'intervallo di periodo di 2-3 secondi. Entrambi i blocchi di B4 poggiano su uno strato di isolamento formato da 455 FPB nel seminterrato, occupato dagli uffici amministrativi. La maggior parte degli isolatori è nascosta dietro elementi non strutturali e solo uno, vicino a una scala, è esposto per consentire ai visitatori di riconoscere la tecnologia di isolamento sismico. Il funzionamento dell'ospedale è stato ripristinato subito dopo il terremoto.

Altri danni minori all'edificio hanno riguardato la dislocazione di alcuni segmenti delle piastre di tenuta intorno all'interfaccia di isolamento.



Fig. 2.49 _Danno minore a B4: (a) e (b) FPB esposto, (c) interfaccia di isolamento e (d) piastra di tenuta dislocata.

L'ultimo edificio ospedaliero isolato alla base analizzato in questo paragrafo è il B5, più precisamente, l'ospedale statale di Dörtyol costituito da 450 posti letto. Si trova a circa 86 km a sud-ovest dell'epicentro dell'evento Mw 7.8 e a circa 25 km a est della rottura della faglia. A soli 0,9 km a est dell'ospedale si trova la stazione 3134, che ha registrato un forte movimento durante l'evento Mw7.8. Gli spettri della stazione 3124 suggeriscono che lo scuotimento orizzontale è stato circa 2,5 volte l'intensità del livello DD2 nell'intervallo di tempo di 2 – 3 secondi. Lo spettro di risposta in direzione verticale ha raggiunto il livello DD1 intorno al periodo di 1 secondo.

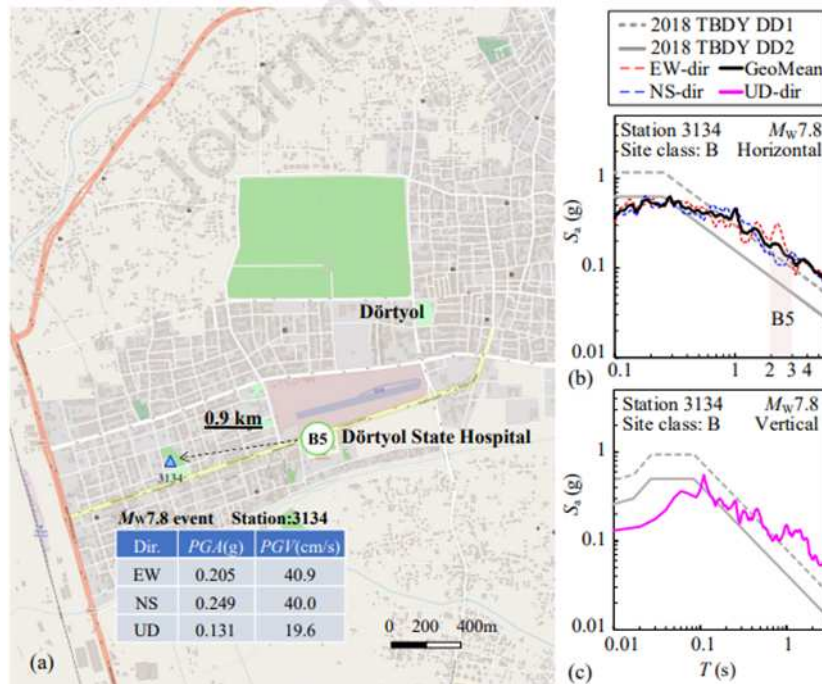


Fig. 2.50 Ubicazione della stazione B5 dell'ospedale statale di Dörtyol e della vicina stazione di moto forte 3134

L'edificio B5 isolato dalla base è stato costruito nel 2019 e aveva due blocchi di 3 elevazioni nella parte anteriore e un altro blocco costituito da 10 elevazioni fuori terra nella parte posteriore. Il sistema di isolamento è formato da 340 FPB con una corsa di progetto di ± 400 mm. Le loro capacità portanti verticali variano da 400 a 4110 tonnellate a seconda del loro diametro. Lo strato di isolamento non è stato occupato per altre funzioni. Il comportamento dell'edificio è stato ottimale in quanto ha ricevuto pochi danni durante il terremoto e l'attività è stata immediatamente ripresa dopo il sisma.



Fig. 2.51_L'edificio isolato B5 dell'ospedale statale di Dörtyol

A seguito di questa carrellata di danni relativi ai dodici ospedali presi in esame, rispettivamente a base fissa e a base isolate, situati nelle sette province della Turchia, si può giungere ad una prima riflessione.

Gli edifici ospedalieri isolati alla base hanno mostrato prestazioni superiori nel raggiungere l'obiettivo dell'occupazione immediata, fornendo una migliore protezione per gli elementi non strutturali. A Malatya, il contrasto tra lo stato di occupazione post-sisma di un edificio isolato alla base (B1) e di un edificio a base fissa (F1) nello stesso campus ospedaliero ha fornito un esempio di tale protezione di successo attraverso l'isolamento alla base.

Tuttavia, il dettaglio improprio degli elementi non strutturali negli strati di isolamento alla base, come le tamponature in muratura, l'intercapedine di isolamento e le relative piastre di copertura, ha causato danni in alcuni degli edifici isolati alla base.

Sebbene inferiori agli edifici isolati alla base in termini di occupazione immediata, gli edifici ospedalieri a base fissa con strutture in c.a. costruiti dopo il 2001 hanno raggiunto con successo l'obiettivo della prevenzione dei crolli, anche in presenza di una domanda sismica superiore a 5. È stato inoltre curioso osservare che due ospedali a base fissa (F3 e F4) sono rimasti operativi dopo le scosse, anche se erano

molto vicini alla rottura della faglia e probabilmente sono stati sottoposti a moti sismici superiori a quelli previsti dal progetto.

Dunque, da questi primi risultati, è possibile apprendere quanto sia efficace, se ben progettato, l'isolamento sismico e la Turchia è considerata un leader nell'adozione dell'isolamento sismico per gli ospedali; infatti, sono presenti più di 65 ospedali isolati in tutto il territorio turco.

3. Isolamento sismico negli ospedali

3.1 Importanza della protezione sismica degli ospedali

Gli ospedali, tra tutti gli edifici pubblici, hanno un ruolo strategico in caso di calamità, in quanto sono chiamati a svolgere una funzione di soccorso alla popolazione, garantendo l'efficace continuazione delle prime operazioni di pronto intervento sanitario.

Agli ospedali viene richiesto di resistere, senza danni eccessivi, all'evento sismico e inoltre, di continuare ad offrire necessari livelli di assistenza sanitaria.

Tutto questo fa capire che si deve porre attenzione non solo agli elementi portanti, ma anche a quelli non strutturali e impiantistici, per far in modo che possano rimanere pienamente operative le unità ambientali e le apparecchiature necessarie per la gestione delle emergenze.

Nonostante le normative sismiche abbiano avuto un successo importante nel ridurre il collasso delle strutture e nella salvaguardia delle vite umane, lo stesso livello di successo non si ottiene per le perdite non strutturali.

L'obiettivo prestazionale atteso per queste strutture critiche deve essere "pienamente operativo" in caso di esposizione al terremoto base di progetto (DBE).

Le tecniche di costruzione convenzionali possono provocare accelerazioni di piano molto elevate negli edifici rigidi, mentre grandi spostamenti tra i piani nelle strutture flessibili, causando difficoltà nel garantire la sicurezza degli elementi non strutturali e dei contenuti.

Per ottenere una prestazione pienamente operativa, l'approccio progettuale più efficace è quello di utilizzare la tecnica dell'isolamento sismico. Le disposizioni di

progettazione per gli edifici isolati mirano ad evitare i danni struttura e a limitare i danni non struttura per garantire il livello prestazionale di “occupazione immediata” in caso di esposizione ad un moto sismico di progetto.

Sebbene le tecnologie contemporanee di isolamento sismico siano state proposte per la prima volta come una strategia innovativa di miglioramento delle prestazioni tra gli anni '70 e gli anni 2000, oggi risultano essere il miglior metodo per la protezione dai terremoti.

Nel 2014, più di 23000 strutture, situate in oltre 30 paesi, sono state finora protette da sistemi antisismici passivi, principalmente dall'isolamento sismico. Il Giappone è il primo paese per il numero di applicazioni, seguito da Cina, Russia, Italia e Stati Uniti.

3.2 Isolamento sismico

Negli ultimi decenni all'approccio progettuale tradizionale, basato sul garantire alle strutture un'importante duttilità, consentendo loro di danneggiarsi in modo diffuso senza crollare, si sono affiancate le tecniche dell'isolamento sismico e della dissipazione di energia.

La tecnica dell'isolamento sismico si basa principalmente sull'introduzione, per gli edifici solitamente tra le fondazioni ed il primo solaio, di particolari dispositivi denominati isolatori che, grazie alla loro modesta rigidità orizzontale ed elevata rigidità verticale, disaccoppiano il moto della struttura da quello del terreno, limitando notevolmente l'energia in ingresso.

Le caratteristiche dinamiche della struttura vengono modificate in modo da spostare il periodo fondamentale in una zona di periodi che sono lontani da quelli a cui sono associate le amplificazioni maggiori.

Maggiore è l'incremento del periodo che si riesce a dare, generalmente $T_{is} > 2.0$ secondi, e maggiore sarà la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura e l'incremento degli spostamenti, i quali si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento.

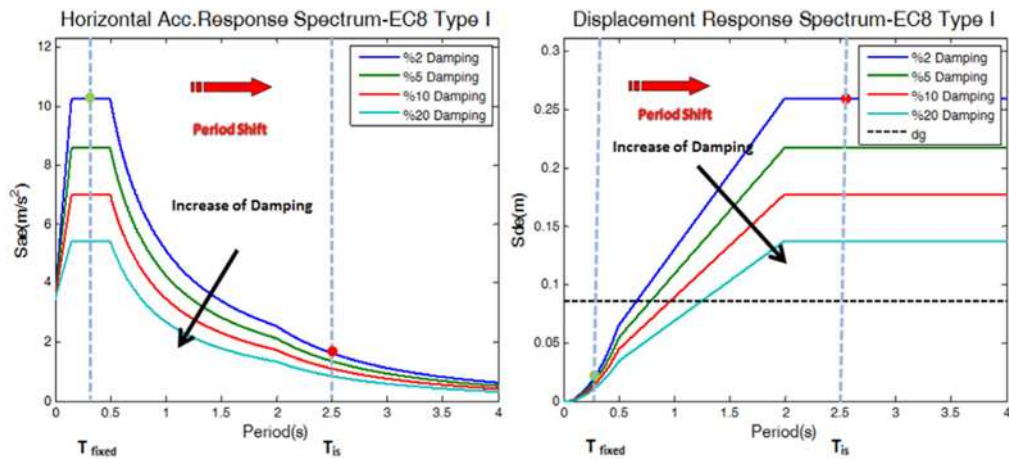


Fig. 3.1_Benefici dell'isolamento sismico attraverso l'aumento del periodo di vibrazione fondamentale e la limitazione delle deformazioni eccessive con l'aumento dello smorzamento.

In conseguenza ad un evento sismico, l'energia viene trasferita dal terreno alle fondazioni della struttura. Si ha un'energia in ingresso che può essere suddivisa in tre contributi distinti: un'aliquota dell'energia in ingresso fa oscillare l'edificio con una continua trasformazione tra energia cinetica ed energia elastica, un'aliquota viene dissipata dalla struttura in maniera elastica tramite attriti, interazioni tra struttura e non struttura e la restante parte si dissipa attraverso la formazione delle cerniere plastiche.

Quando si ha la formazione delle cerniere plastiche si entra in campo plastico, dove la struttura dissipa energia danneggiandosi.

Come è stato già anticipato precedentemente, ad oggi la progettazione ordinaria degli edifici è basata sul comportamento dissipativo, quindi, si progetta la struttura in modo tale che questa dissipi energia attraverso il danneggiamento della struttura stessa. È un metodo di progettazione che trova un compromesso tra costi di costruzione e costi di riparazione.

Per avere la struttura in campo elastico con le sollecitazioni sismiche di progetto si può scegliere tre alternative:

- progettare la struttura in campo elastico, ma questo comporta elementi strutturali imponenti, un grande quantitativo di armatura e di conseguenza un elevato costo di costruzione.

- Aumentare la capacità di dissipazione energetica della struttura attraverso dei dissipatori energetici;
- Ridurre la domanda sismica e dunque, filtrare l'energia in ingresso, utilizzando l'isolamento alla base delle struttura.

Si concentra l'attenzione sulla tecnica dell'isolamento sismico, in quanto è uno dei metodi più utilizzati ultimamente sia su edifici di nuova costruzione sia su edifici esistenti.

Gli edifici isolati hanno due fondamentali caratteristiche:

- Il primo modo è configurato come quello di un corpo rigido che si muove lentamente sopra un letto di dispositivi deformabili, con accelerazioni molto basse, con scorrimenti di piano modesti e con una partecipazione delle masse superiore al 90%. Questo modo identifica in maniera quasi totale la risposta della struttura in fase di sisma;
- La partecipazione dei modi superiori, che maggiormente solleciterebbero le strutture, è molto ridotta e poco efficace per quanto riguarda sia le deformazioni interne che le accelerazioni trasmesse.

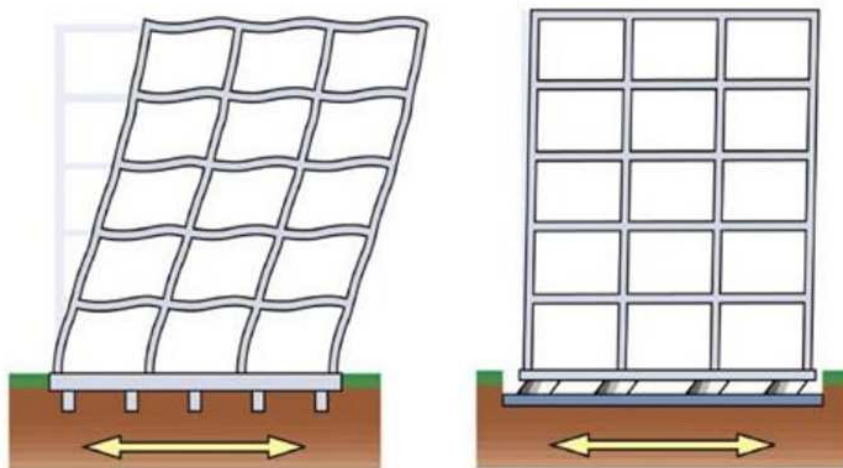


Fig. 3.2 Prima forma modale degli edifici a base fissa (sinistra) e isolata (destra)

Grazie a queste caratteristiche, gli edifici isolati alla base risultano essere molto efficienti proprio perché il primo modo riproduce quasi totalmente la risposta della costruzione.

Quindi, la sovrastruttura è isolata sismicamente da ciò che avviene al di sotto di essa, come visibile dalla Figura 32. Il disaccoppiamento è ottenuto attraverso gli isolatori ad elevata capacità dissipativa, che consentono di ridurre drasticamente le accelerazioni in sovrastruttura, la quale si comporta come un corpo rigido che trasla al di sopra del piano di isolamento.

Si è visto che, aumentando il periodo di isolamento, si hanno significative riduzioni dell'accelerazione spettrale ma risulta necessario osservare che a questo vantaggio è associato anche l'aumento degli spostamenti orizzontali. Per fare in modo che questi spostamenti non siano incompatibili con il normale utilizzo della struttura, è necessario definire la rigidità del sistema di isolamento, mediando il bisogno di incrementare il periodo con la necessità di contenere gli spostamenti.

Proprio per questo, un parametro che si deve considerare è la capacità dissipativa degli isolatori; se si ha una capacità dissipativa di questi dispositivi ne consegue anche una riduzione degli spostamenti.

La capacità dissipativa degli isolatori è particolarmente utile in siti dove la sismicità risulta essere elevata e/o nel caso di sottosuoli con caratteristiche meccaniche scendenti (tipo C, D, E), cioè, nei casi in cui gli spettri di risposta possono presentare accelerazioni significative e spostamenti elevati anche per lunghi periodi.

Questa proprietà dello smorzamento è stata recepita anche dal punto di vista normativo italiano, per quel che riguarda la definizione di input sismico al paragrafo 7.10.5.3.2 della NTC2018 si permette la riduzione dello spettro di risposta elastico in accelerazione per tutto il campo di periodi $T > 0.8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al valore di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\xi_{e,is}$ del sistema di isolamento.

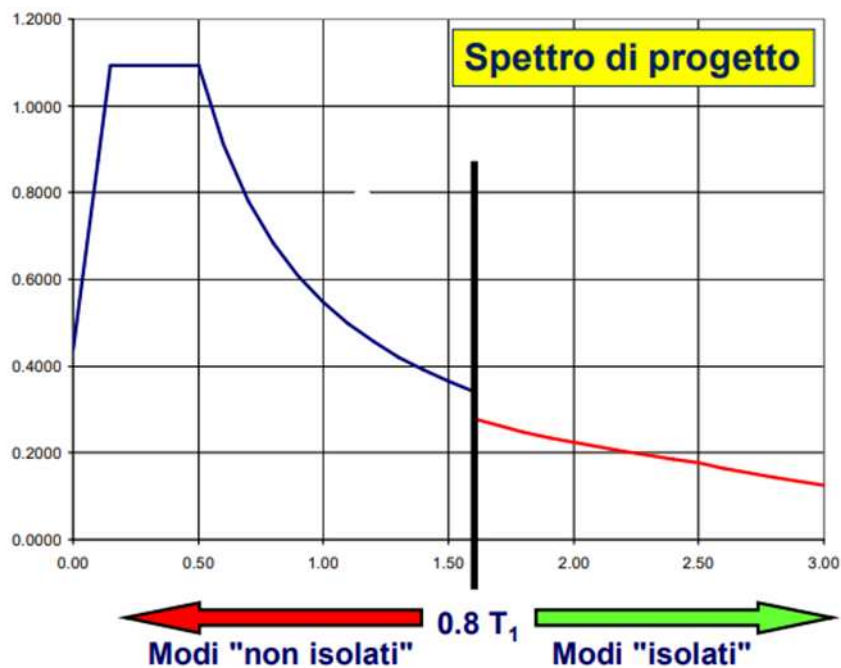


Fig. 3.3 Spettro di risposta di un edificio isolato alla base

Tali meccanismi dissipativi, pur avendo una funzione importante nella risposta delle strutture isolate soggette a sisma, hanno un ruolo secondario nei confronti del vero meccanismo protagonista: il disaccoppiamento dinamico tra sovrastruttura e sottostruttura.

Per poter avere tale comportamento è necessario che la sovrastruttura abbia una rigidezza laterale molto più grande della rigidezza del sistema di isolamento. È opportuno evitare che la sovrastruttura, in seguito alla formazione delle cerniere plastiche, possa acquisire una pulsazione prossima a quella del sistema di isolamento. Proprio per questo aspetto, il progetto va effettuato in modo da far sì che la sovrastruttura si mantenga in campo elastico, senza plasticizzazione degli elementi strutturali, assumendo, secondo la normativa italiana, un valore del fattore di struttura "q" al massimo pari a 1.5 ($q = 1.5$).

La riduzione delle forze sismiche di progetto, dovuta all'incremento di periodo e di smorzamento, può risultare dello stesso ordine di grandezza della riduzione che, nelle strutture a base fissa, è attribuibile ad un elevato fattore di struttura. La differenza tra i due valori del fattore di struttura indica che, a parità di azione sismica, le strutture sismicamente isolate sono meno (o per niente) affette da danneggiamenti, anche con riferimento agli elementi non strutturali, ed hanno

quindi un grado di protezione sismica notevolmente maggiore con due importanti vantaggi, che sono:

- Minori costi di riparazione attesi;
- Nessuna interruzione d'uso della struttura, quindi, immediata occupabilità che è uno degli aspetti più importanti per quanto riguarda gli edifici ospedalieri, ma in generale, per tutte le strutture strategiche.
- Sistema ad 1 gdl

Si considera, inizialmente, che il telaio si comporti come un unico corpo rigido che trasla al di sopra di un piano di isolamento. Lo schema viene riportata in Figura 34.

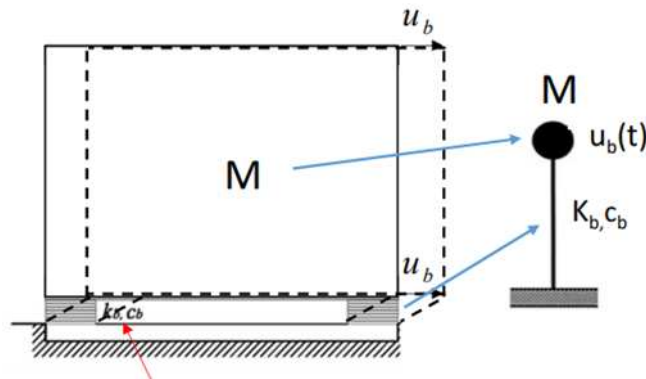


Fig. 3.4_Sistema ad 1 GDL

Nelle strutture reali contribuiscono alla dissipazione di energia l'effetto termico delle sollecitazioni ripetute nel materiale, l'attrito interno del materiale, l'apertura e chiusura di microfessure nel calcestruzzo, l'attrito tra elementi strutturali e non strutturali, ad esempio i pannelli di tamponamento in edifici in cemento armato.

È difficile riuscire a rappresentare in modo analitico lo smorzamento, per cui, tutti questi fenomeni, elencati precedentemente, si riassumono nel considerare uno smorzamento viscoso equivalente.

La forza generata f_D è una forza funzione della velocità "u" cui è soggetta la massa:

$$f_D = c \cdot \dot{u}$$

dove "c" è il coefficiente di smorzamento viscoso, responsabile della dissipazione dell'energia ovvero della riduzione dell'ampiezza delle vibrazioni.

In Figura 3.4 si schematizza la sovrastruttura come un unico blocco rigido, caratterizzato da una massa M , con un piano di isolamento che ha per caratteristiche una rigidezza k_b , una dissipazione c_b e uno spostamento u_b .

Quando il telaio viene sollecitato da un'eccitazione sismica, occorre comprendere come tale eccitazione possa esprimersi analiticamente. La massa M del sistema subisce uno spostamento assoluto $u(t)$, che è dato dalla somma dello spostamento relativo u e dello spostamento indotto dal $u_g(t)$:

$$u(t) = u_g(t) + u(t)$$

È possibile applicare la seconda legge di Newton al sistema. La forza di inerzia f_I cui è soggetta la massa sarà proporzionale all'accelerazione totale (derivata seconda dello spostamento assoluto):

$$M\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

Si ottiene:

$$M\ddot{u}_b(t) + c_b\dot{u}_b(t) + k_b u_b(t) = -M\ddot{u}_g$$

$$\ddot{u}_b(t) + 2\xi_b\omega_b\dot{u}_b(t) + \omega_b^2 u_b(t) = -\ddot{u}_g$$

$$\xi_b = \frac{c_b}{2m\omega_b} = \xi_{is}$$

$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{M} \Rightarrow \frac{2\pi}{T_b} = \sqrt{\frac{k_b}{M}} \Rightarrow T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_b}} = T_{is} \Rightarrow k_b = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2$$

Lo smorzamento ξ_{is} viene fornito dal produttore in funzione della tipologia del dispositivo che si utilizza. Il periodo di isolamento T_{is} viene fissato dal progettista e a seguito di questo, è possibile determinare la rigidezza del sistema di isolamento. Una volta noto il periodo e lo smorzamento di isolamento è possibile determinare dagli spettri il valore dell'accelerazione alla base della sovrastruttura, $a_s = S_{Ae}(T_{is}, \xi_{is})$ e il valore dello spostamento del sistema di isolamento, $d_{is} = S_{De}(T_{is}, \xi_{is})$.

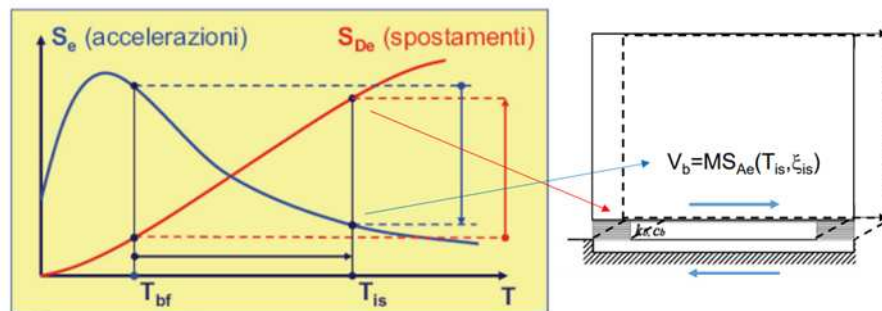


Fig. 3.5_Spettri in accelerazione e in spostamento.

L'aumento del periodo permette di diminuire drasticamente le accelerazioni in sovrastruttura ma allo stesso tempo aumentano notevolmente gli spostamenti. Quest'ultimo aspetto non è preoccupante per la struttura in quanto gli spostamenti sono concentrati a livello del sistema di isolamento.

È importante che il sistema di isolamento riesca a sostenere gli spostamenti e i carichi verticali derivanti dalla sovrastruttura anche in condizione deformata. Va inoltre predisposto dello spazio utile a garantire lo spostamento del piano di isolamento senza che vi siano impedimenti vari (sia esterni ma anche in termini di impiantistica). Considerando questo schema a 1 GDL, tutti gli spostamenti sono concentrati nel sistema di isolamento e il corpo di massa M , ipotizzato perfettamente rigido, registra lo stesso spostamento sia alla base che in sommità.

- **Sistema a 2 gdl**

Lo schema a 1 GDL è una semplificazione di quanto accade nella realtà, questo per il fatto che è improbabile che una qualsiasi sovrastruttura possa comportarsi in maniera perfettamente rigida. Per questo motivo, al di sopra del piano di isolamento si considera un qualcosa che abbia una sua deformabilità, quindi, una rigidezza k_s

e una capacità dissipativa c_s . Si prende quindi in considerazione un sistema a 2 GDL.

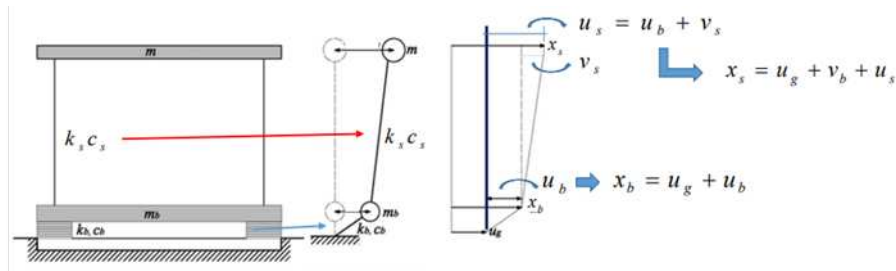


Fig. 3.6_Sistema a 2 GDL

L'equazione del moto assume una forma analoga all'equazione valida per il sistema a 1 GDL. In questo caso, tuttavia, i gradi di libertà sono due (le traslazioni orizzontali delle due masse componenti il sistema), e quindi altrettante saranno le equazioni descriventi il moto.

$$\begin{cases} m\ddot{x}_s(t) + c_s\dot{v}_s(t) + k_s v_s(t) = 0 \\ m_b\ddot{x}_b(t) + m\ddot{x}_s(t) + c_b\dot{u}_b(t) + k_b u_b(t) = 0 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} x_s = u_g + \underbrace{u_b}_{\text{circled}} + \underbrace{v_s}_{\text{circled}} \\ x_b = u_g + \underbrace{u_b}_{\text{circled}} \end{cases} \rightarrow \text{Le incognite sono: } u_b, v_s$$

$$\begin{cases} m\ddot{u}_b(t) + m\ddot{v}_s(t) + c_s\dot{v}_s(t) + k_s v_s(t) = -m\ddot{u}_g(t) \\ (m + m_b)\ddot{u}_b(t) + m\ddot{v}_s(t) + c_b\dot{u}_b(t) + k_b u_b(t) = -(m + m_b)\ddot{u}_g(t) \end{cases}$$

Equazioni di equilibrio in forma matriciale

$$\begin{bmatrix} m & m \\ m & (m + m_b) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_s \\ u_b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m \\ (m + m_b) \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t)$$

Si indica con M la massa totale $M = m + m_b$

Fig. 3.7_Dinamica del sistema isolato a 2 GDL

Rispetto al caso precedente, si aggiunge lo spostamento v_s , che è lo spostamento relativo della massa "m" rispetto alla base. Quindi, per la sovrastruttura lo spostamento relativo rispetto al terreno è pari a " $v_s + v_b$ "; se a questo sommo lo spostamento del terreno ottengo lo spostamento assoluto.

Per quanto riguarda le forze che agiscono sul sistema si hanno la forza di inerzia, la forza di dissipazione e la forza di richiamo elastica.

$$\begin{bmatrix} m & m \\ m & M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_s \\ u_b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m \\ M \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t)$$

Dividendo la prima equazione per m la seconda per M si ottiene:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \gamma & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2\omega_s \xi_s & 0 \\ 0 & 2\omega_b \xi_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_s^2 & 0 \\ 0 & \omega_b^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_s \\ u_b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t)$$

dove $\gamma = \frac{m}{m+m_b} = \frac{m}{M}$

$$\omega_s^2 = \frac{k_s}{m} \quad \xi_s = \frac{c_s}{2\omega_s m}$$

caso limite di struttura a base fissa
(k_b infinitamente rigida)



$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{M} \quad \xi_b = \frac{c_b}{2\omega_b M}$$

caso limite di sovra-struttura rigida
isolata alla base (k_s infinitamente rigida)



Fig. 3.8_Dinamica del sistema isolato a 2 GDL

Quello che interessa maggiormente è l'analisi modale. L'analisi modale si ottiene risolvendo il seguente problema agli autovalori/autovettori.

$$\left(\begin{bmatrix} \omega_s^2 & 0 \\ 0 & \omega_b^2 \end{bmatrix} - \omega_i^2 \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \gamma & 1 \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} \phi_{i,s} \\ \phi_{i,b} \end{bmatrix} = 0$$

Introducendo il seguente rapporto $\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \frac{T_s^2}{T_b^2}$ Rapporto pulsazioni

Le proprietà modali che si ottengono sono le seguenti:

Pulsazioni proprie $\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon)$ $\omega_2^2 = \omega_s^2 \frac{1 + \gamma\varepsilon}{1 - \gamma}$

Forme modali (sp. relativi) $\phi_1 = \begin{bmatrix} \varepsilon \\ 1 \end{bmatrix}$ $\phi_2 = \begin{bmatrix} -(1 - (1 - \gamma)\varepsilon) / \gamma \\ 1 \end{bmatrix}$

Fattori partecipazione $\Gamma_1 = 1 - \gamma\varepsilon$ $\Gamma_2 = \gamma\varepsilon$

Fig. 3.9_Analisi modale (sistema a 2 GDL).

Si introduce un coefficiente ‘ ε ’ che è il rapporto tra periodi:

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \frac{T_s^2}{T_b^2}$$

Dove:

- T_s è il periodo della sovrastruttura nell’ipotesi che sia a base fissa;
- T_b è il periodo di isolamento nell’ipotesi che la struttura è a base isolata e infinitamente rigida.

Dall’analisi modale si evince che il primo modo di vibrare del sistema isolata alla base è quello a masse concordi, dove il sistema di isolamento e la sovrastruttura si spostano con uno spostamento concorde; la pulsazione è quella del sistema isolato, come se la struttura fosse infinitamente rigida.

Il secondo modo di vibrare è quello a masse discordi; il sistema di isolamento si sta deformando verso destra, la sovrastruttura sta oscillando verso sinistra; la pulsazione del secondo modo di vibrare è quella a base fissa, modificata di un certo fattore.

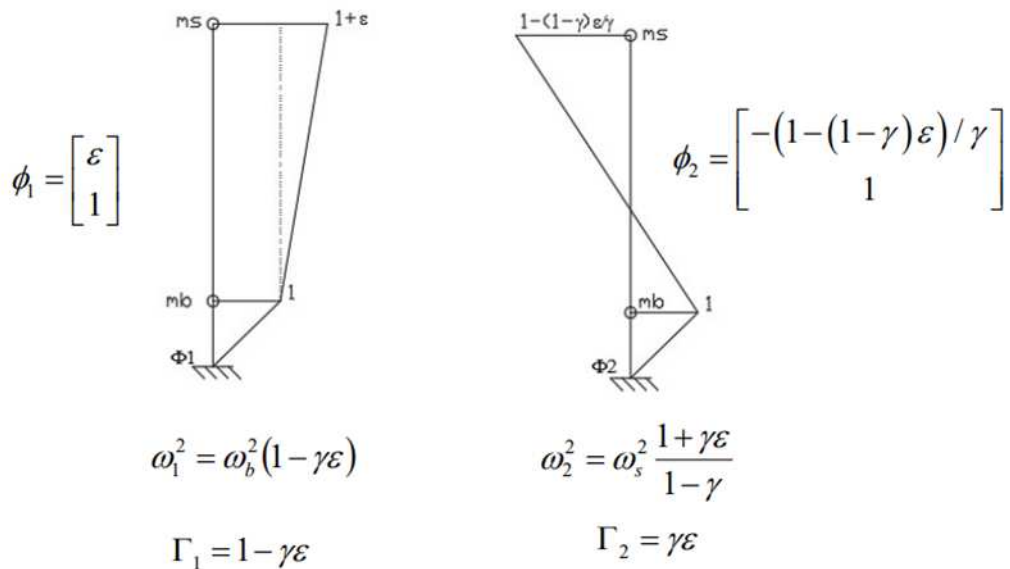


Fig. 3.10 _Primo e secondo modo di vibrare della struttura isolata (sistema a 2 GDL).

Se il coefficiente ε tende a 0, significa che il rapporto $\frac{k_s}{k_b} \rightarrow \infty$, per cui Γ_2 si annulla e non c'è più il secondo modo. Quello che si deve fare, nella progettazione, è esattamente questo, ossia, la struttura deve essere sufficientemente rigida rispetto al sistema di isolamento in modo da avere una traslazione rigida.

Il sistema di isolamento deve essere sufficientemente flessibile rispetto alla sovrastruttura; nel caso in cui le rigidezze siano molto simili, non funziona l'isolamento. Se un edificio a base fissa ha un periodo $T = 0.5$ secondi, questo lo si deve isolare con un sistema che ha un periodo $T_{is} = 3$ secondi; soltanto in questo modo riesco ad isolare in maniera idonea.

In fase di predimensionamento solitamente si considera il caso in cui la sovrastruttura è infinitamente rigida e dunque, il coefficiente $\varepsilon \rightarrow 0$; quindi, si va a progettare il sistema di isolamento con il sistema ad 1 gdl e si fissa il periodo di isolamento T_{is} a cui si vuole arrivare. Quando si andrà a modellare la struttura nel software di calcolo, il primo modo dell'edificio isolato alla base avrà un periodo maggiore rispetto al periodo di isolamento target prefissato, perché la sovrastruttura ha una sua deformabilità, nella realtà, e questa va ad influenzare il primo modo di vibrare dell'edificio.

Ci sono dei suggerimenti e in particolar modo, le indicazioni da letteratura sono quelle che suggeriscono di avere un rapporto di isolamento almeno pari a 3.

Il rapporto di isolamento è pari al rapporto tra il periodo della struttura a base isolata, T_b , e il periodo della struttura a base fissa, T_s :

$$R. I. = \frac{T_b}{T_s} = \frac{1}{\sqrt{\varepsilon}}$$

Generation	Years	T_{iso} [s]
I	1984-1994	2.0 – 2.5
II	1995-2004	2.5 – 4.0
III	2005-2018	Up to 10.0

Fig. 3.11_Periodi di isolamento negli anni

Il vantaggio di arrivare a tempi di isolamento molto alti consente di isolare alla base in maniera efficace anche edifici molto flessibili. Come è stato già detto in precedenza, in sovrastruttura si determina una diminuzione delle accelerazioni e questo comporta:

- L'abbattimento delle forze di inerzia, e quindi delle sollecitazioni prodotte dal sisma sulla struttura;
- Una drastica riduzione degli spostamenti di interpiano tale da poter garantire l'assenza di danneggiamento agli elementi non strutturali anche agli stati limite più severi, garantendo una piena funzionalità dell'edificio.
- Elevata protezione del contenuto della struttura; in primis possiamo parlare degli impianti in edifici strategici, come ospedali, la cui operatività viene garantita.
- Elementi strutturali meno onerosi e più semplici da calcolare; le sezioni e le armature necessarie permettono un risparmio sia di onere cantieristico sia economico.
- Riduzione notevole dei costi di riparazione a seguito di un evento sismico.

Il piano di isolamento ha un costo e questo varia a seconda della tipologia e dal numero di isolatori che si utilizzano. Per la realizzazione di un nuovo edificio residenziale, il costo dell'isolamento sismico incide sul 4-5% in più della spesa totale. Si deve considerare che questa nuova tecnologia consente di risparmiare sulla sovrastruttura rispetto ad un edificio antisismico ordinario, in termini di sezioni e quantitativo di armatura.

Per questo motivo, il costo dei dispositivi viene poi compensato dal risparmio che si ha per la costruzione dell'edificio al di sopra del piano di isolamento, con un risultato del tutto superiore.

Per la posa in opera degli isolatori ci sono diverse possibilità, che vengono elencate di seguito:

- Sistema di isolamento posto tra la fondazione e la sovrastruttura, la quale si sviluppa al di sopra di questo piano; deve garantire almeno 1 – 1.5 metro per l'ispezione, si fanno delle botole di accesso.

- Sistema di isolamento appena sopra il piano interrato: questo è una soluzione molto frequente soprattutto quando si ha un piano interrato. Questa soluzione è molto vantaggiosa per effettuare l'ispezione e la sostituzione; la fondazione e il piano interrato sono un sistema molto rigido.
- Sistema di isolamento a metà pilastro; è una tecnica molto meno utilizzata rispetto alle precedenti, ma ci sono delle applicazioni comunque eseguite. Si va ad interrompere il pilastro e si inserisce il dispositivo.

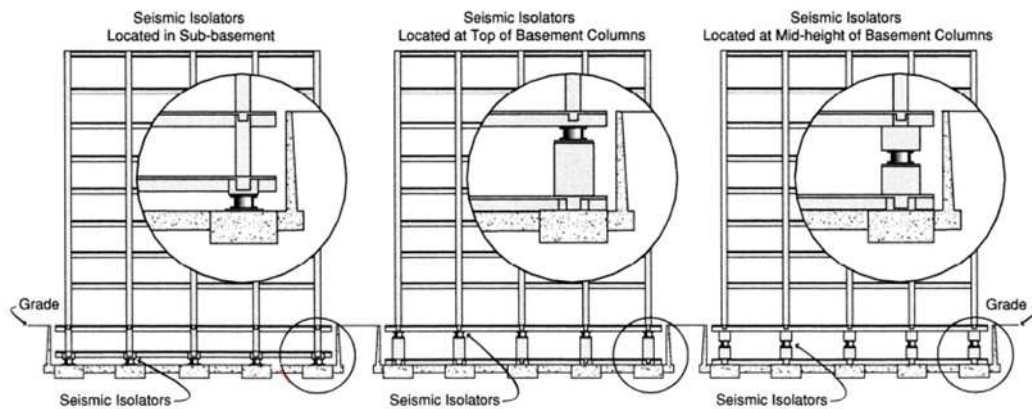


Fig. 3.12 _Posizionamento in altezza del sistema di isolamento

Ci sono dei requisiti fondamentali che si devono avere quando si ha a che fare con la tecnica dell'isolamento alla base:

- *Rigidità elevata della sovrastruttura e della sottostruttura*, con la necessità di realizzare dei piani sufficientemente rigidi per non avere dei movimenti differenziali tra un isolatore e l'altro. Affinché tutti i dispositivi siano sottoposti allo stesso spostamento, quando arriva l'azione sismica non si deve avere spostamenti differenziali orizzontali e per far accadere questo gli isolatori devono essere legati da un qualcosa che sia assialmente rigido, cioè, un diaframma sia superiore sia inferiore.
- *Ispezionabilità e sostituibilità*; per la sostituzione è importante prevedere l'alloggiamento dei martinetti idraulici per il sollevamento. Quando si va a realizzare il plinto, si deve avere lo spazio sufficiente per poter mettere i

martinetti e l'armatura di punzonamento, perché si scaricherà tutto il peso che grava sul pilastro sui due punti.

- *Protezione dall'incendio*; è un aspetto molto più importante nel caso di isolatori elastomerici, in quanto, in caso di incendio, la gomma perderebbe di consistenza. Per evitare problemi, si può inserire dei ritegni, che nel caso di perdita dell'isolatore sostengono il carico verticale, oppure si vanno a proteggere i dispositivi, realizzando un box protettivo.
- *Contrasto per eventuale ricentraggio*; se si deve ricentrare l'edificio si dovrà predisporre un martinetto con un contrasto esterno all'edificio con adeguata rigidità e resistenza.
- *Giunti di ampiezza adeguata*; se il giunto non è carrabile si può mettere semplicemente un lamierino che permette lo spostamento orizzontale della struttura. Nel caso in cui il giunto fosse carrabile, allora si deve andare verso giunti strutturali, bidimensionali che funzionano molto bene ma hanno ovviamente un costo maggiore.
- *Flessibilità degli impianti*; tutti gli impianti devono passare dall'esterno all'interno dell'edificio e devono essere flessibili, cioè, devono essere in grado di assorbire lo spostamento relativo dell'edificio rispetto all'esterno.

Per la disposizione in pianta si deve fare una distinzione, tra isolatori elastomerici e isolatori a scorrimento. Per gli isolatori elastomerici è importante conoscere la posizione del centro di massa (C.M.) dell'edificio per poi disporre gli isolatori in modo tale da avere un centro di rigidità (C.R.) del sistema di isolamento il più possibile coincidente con il centro di massa. Se una struttura è simmetrica sia in direzione X che in direzione Y basterà disporre i dispositivi in modo simmetrico nelle due direzioni.

Per gli isolatori a scorrimento il centro di rigidità del sistema di isolamento e il centro di massa della sovrastruttura sono sempre coincidenti, in quanto la forza orizzontale fornita dall'isolatore è proporzionale al peso su esso gravante.

Per quanto riguarda l'esecuzione del sistema di isolamento, bisogna seguire 5 passi fondamentali:

1. Specifiche progettuali; va prodotta una relazione sui materiali, indicando in particolare le specifiche progettuali, tecniche e procedurali.
2. Indicazione del fabbricante; il produttore dei dispositivi deve essere in possesso del CPR (Certificate Costancy of Performance).
3. Identificazione e qualificazione del prodotto; si deve conoscere le specifiche del prodotto e tutti i dispositivi devono arrecare la marcatura CE (DPR 246/93).
4. Controllo di accettazione; in questa fase vanno fatti i controlli di tutti i documenti, le prove e il controllo dimensionale.
5. Autorizzazione alla posa; compete al direttore dei lavori, dopo aver constatato la conformità dei dispositivi sulla base delle precedenti fasi, procedere all'autorizzazione alla posa del prodotto in cantiere.

3.2.1 Dispositivi di isolamento

Per quanto riguarda l'isolamento sismico strutturale, le principali tipologie di isolatori, in base alla frequenza di utilizzo si distinguono in:

- Isolatori elastomerici;
- Isolatori a scorrimento;

Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici della serie SI sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero, collegati insieme mediante vulcanizzazione; quest'ultima è un processo che consiste nel porre gomma e acciaio in un forno a temperatura e pressione controllata. Solitamente questi isolatori sono a pianta circolare, ma possono essere realizzati anche con sezione quadrata o rettangolare.

È possibile operare una distinzione tra tre principali categorie di isolatori elastomerici:

- NRB (Natural Rubber Bearing);
- HDRB (High Damping Rubber Bearing);
- LRB (Lead Rubber Bearing).



Fig. 3.13_Isolatore elastomerico HDRB, (FIPMEC).

I primi due sono formati dall'alternanza di strati in gomma e piastre di acciaio, tutto ricoperto esternamente da uno strato di gomma per proteggere il materiale interno dall'ambiente esterno. Gli strati in acciaio che vengono interposti servono per confinare la gomma, altrimenti, questi dispositivi, sottoposti a carichi verticali, spancerebbero. Per quanto riguarda le gomme naturali NRB, è importante dire che il ciclo dissipativo che le caratterizza ha una bassa energia dissipata. Questo ha portato nel corso del tempo a testare nuove gomme, che garantissero comportamenti caratterizzati da una maggiore dissipazione. Una soluzione innovativa è stata quella di aggiungere del filler nella gomma, perché esso è capace di creare legami con la matrice elastomerica. La rottura di questi legami provoca dissipazione di energia e quindi un ciclo dissipativo molto più ampio, rispetto a quello che si ottiene con la sola presenza di gomma naturale; questi dissipativi, ad oggi in commercio con l'acronimo HDRB, sono sicuramente i più utilizzati.

Nelle seguenti figure si possono osservare le differenze nei cicli di isteresi, che caratterizzano i due diversi dispositivi.

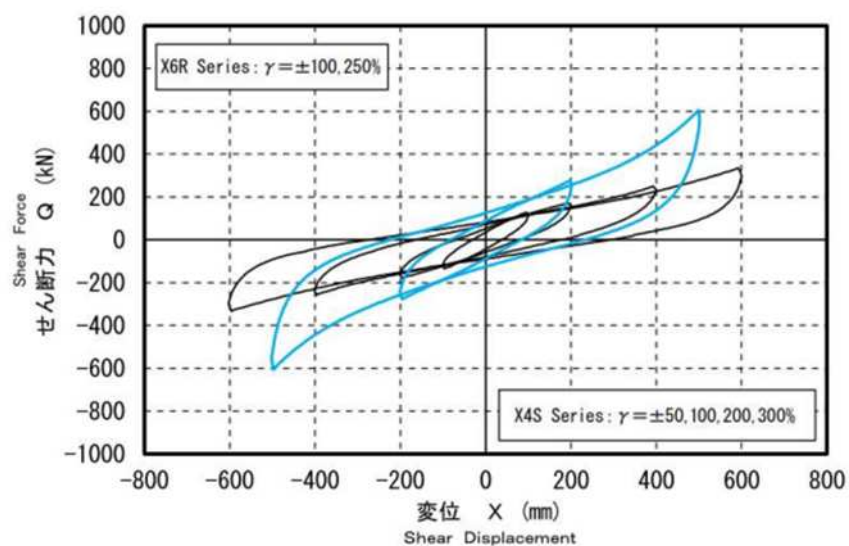


Fig. 3.14_Ciclo isteretico tipo di un HDRB, (Bridgestone)

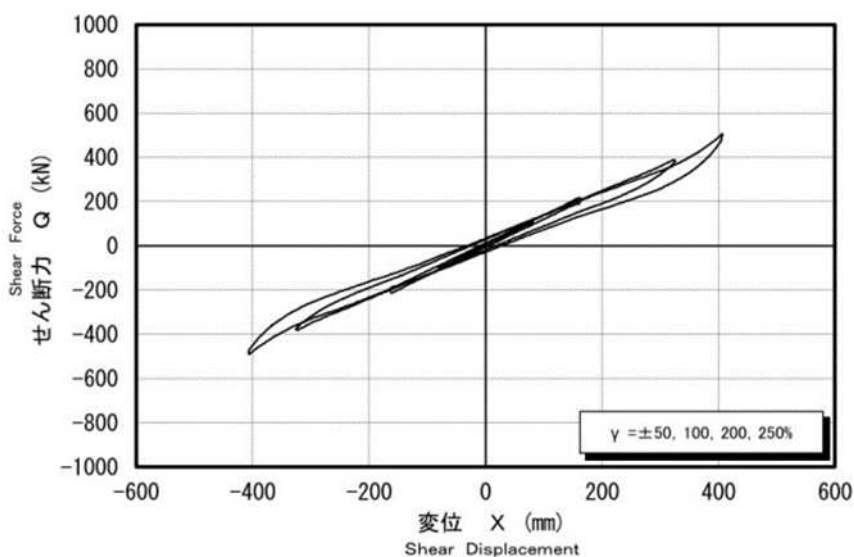


Fig. 3.15_Ciclo isteretico tipo di un NBR, (Bridgestone).

Gli LRB sono dispositivi elastomerici caratterizzati da strati di gomma naturale a basso smorzamento, alternati a piastre d'acciaio; al centro abbiamo la presenza di un nucleo centrale in piombo. La gomma in questo caso non presenta filler in quanto, la caratteristica dissipativa viene garantita dal nucleo centrale di piombo, materiale elasto-plastico che, plasticizzando, dissipa energia.



Fig. 3.16 _Isolatori elastomerici con nucleo in piombo centrale, (FIPMEC).

La gomma di tutti e tre i dispositivi viene fatta aderire all'acciaio mediante processo di vulcanizzazione. Il processo consiste nel porre gomma e acciaio in un forno a temperatura e pressione controllata.

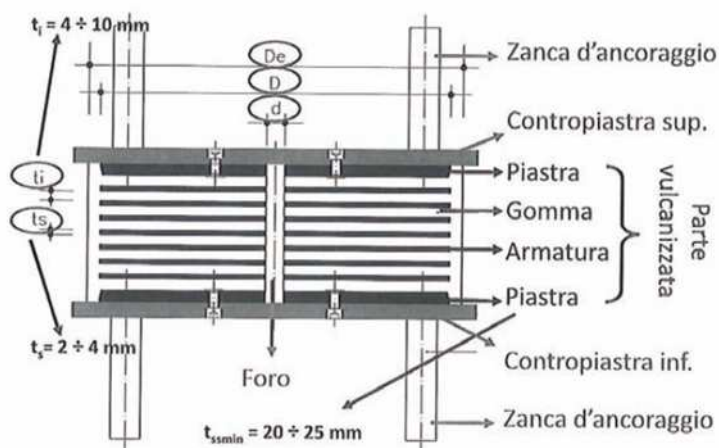


Fig. 3.17 _Componenti e dimensioni di un isolatore HDRB

Lo spessore della gomma in tali dispositivi può variare dai 4 ai 10mm; lo spessore delle piastre d'acciaio varia da 2 a 4mm; l'altezza dell'isolatore è convenzionalmente presa come la somma dei soli strati di gomma in quanto è solo quest'ultima a deformarsi per effetto di un carico orizzontale.

Per quanto riguarda i diametri del dispositivo, così come vengono riportati in letteratura, si possono distinguere:

- D_e , diametro totale dell'isolatore, compreso il ricoprimento in gomma;
- D' , diametro della piastra o dello strato di gomma compreso tra due piastre, ossia il diametro totale a meno del ricoprimento.

È inoltre importante far riferimento a quelli che sono i due fattori di forma principali per un isolatore elastomerico, che si definiscono in funzione della geometria dell'isolatore stesso:

- Fattore di forma primario, S_1 : solitamente assume un valore compreso tra 10 e 30 al fine di garantire un'adeguata rigidità verticale.

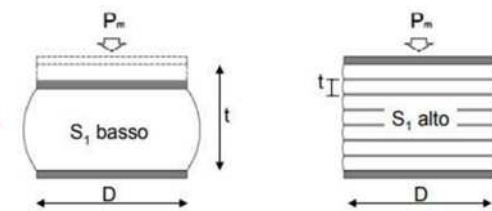
$$S_1 = \frac{A_{compressa}}{A_{laterale}} = \frac{\pi \left(\frac{D'}{2}\right)^2}{D' \pi t_i} = \frac{D'}{4t_i}$$


Fig. 3.18_Fattore di forma primario, S_1

Tale fattore è pari al rapporto tra l'area netta dell'isolatore compressa e la superficie laterale del singolo strato. Avere un fattore di forma primario S_1 basso significa avere uno strato di gomma con spessore elevato; questo comporterebbe uno spanciamento laterale della gomma, quando si applica un carico verticale. È importante fare in modo che tale fattore sia sufficientemente elevato, compreso nel range sopra indicato, per avere una buona rigidità verticale ed evitare problemi di comprimibilità eccessiva.

- Fattore di forma secondario, S_2 : solitamente deve essere compreso in un range che va da 3 – 5. È il rapporto tra il diametro D' e la somma di tutti gli strati di gomma t_i , immaginando di eliminare tutte le lastre in acciaio.

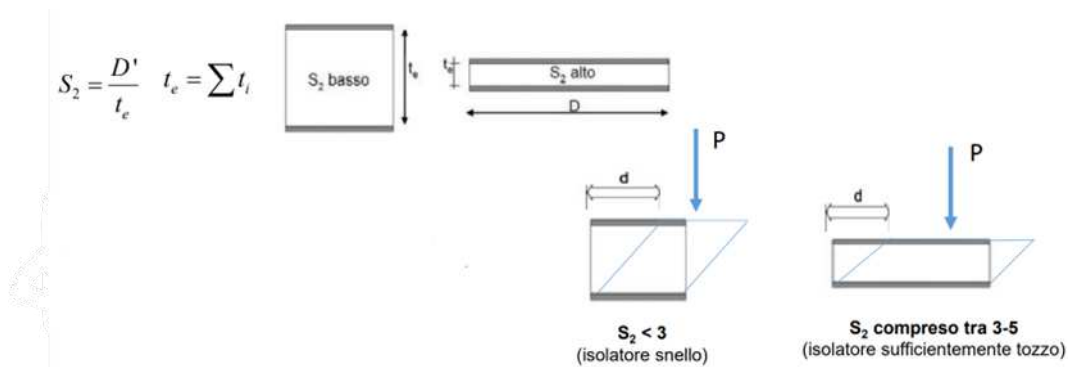


Fig. 3.19_Fattore di forma secondario, S_2 .

Se si ha un fattore S_2 basso significa che il diametro D' è piccolo e lo spessore totale di gomma è importante, quindi, si ha un isolatore snello.

Se, al contrario, si ha un fattore di forma S_2 elevato, vuol dire che i diametri sono elevati e gli spessori sono bassi, per cui si ha un isolatore tozzo.

Quindi, questo fattore secondario governa la stabilità dell'isolatore in configurazione deformata. dato un certo spostamento "d", il comportamento è diverso in caso di isolatore snello e isolatore tozzo, cioè, un conto è sostenere un carico verticale in configurazione deformata quando l'isolatore è snello e un conto è farlo con un isolatore tozzo.

Se l'isolatore è tozzo non avrà problemi di stabilità, se invece è snello ed è sottoposto allo stesso spostamento, il dispositivo può instabilizzarsi in maniera prematura.

Di conseguenza, il fattore di forma secondario non deve essere troppo basso in modo che possa garantire un carico critico in configurazione deformata sufficientemente elevato.

Con una prova a controllo di spostamento, quindi, testando l'isolatore in laboratorio e imprimendo ad esso deformazioni cicliche, si ottiene un ciclo forza-spostamento che può essere descritto attraverso i parametri lineari equivalenti: rigidità equivalente $K_{d,eq}$ e smorzamento equivalente $\xi_{d,eq}$.

$$K_{d,eq} = K_{is} = \frac{G_d A_{is}}{h_{is}} = \frac{G_d \left(\frac{\pi D_{is}^2}{4} \right)}{t_e}$$

$$\xi_{d,eq} = \xi_{is} = \xi_{gomma}$$

Dal momento che l'isolatore elastomerico è un elemento che ha esclusivamente una deformabilità a taglio, la sua rigidezza è data da:

$$K_{is} = \frac{G \times A}{h}$$

L'isolatore sarà tanto più rigido quanto più è grande (A aumenta), e sarà tanto più rigido quanto più è basso (h diminuisce).

Il coefficiente di smorzamento dell'isolatore coincide con il coefficiente di smorzamento della gomma.

Per quanto riguarda il modulo a taglio, esistono tre tipologie di gomme, che possono essere classificate nel seguente modo:

- 0.4 (soft);
- 0.8 (normal);
- 1.4 (hard).

La tipologia di gomma più utilizzata per gli edifici, ad oggi, è quella soft, poiché permette di avere dispositivi meno rigidi e quindi periodi di isolamento superiori.

Gli isolatori elastomerici sono caratterizzati da una ridotta rigidezza orizzontale, un'elevata rigidezza verticale ed un'opportuna capacità dissipativa. Queste caratteristiche consentono rispettivamente di aumentare il periodo proprio della struttura, di sostenere i carichi verticali senza evidenti cedimenti, e di contenere lo spostamento orizzontale della struttura isolata.

I parametri fondamentali nella determinazione delle rigidezze verticale e orizzontale sono:

- le caratteristiche geometriche degli isolatori (dimensioni globali, spessori dei singoli strati);
- le caratteristiche meccaniche dell'elastomero.

La capacità dissipativa degli isolatori è determinata dal tipo di mescola elastomerica, e solitamente è quella ad alto smorzamento.

Le mescole elastomeriche, utilizzate per la produzione degli isolatori elastomerici della serie SI, sono caratterizzate da un modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} compreso tra 0.4 MPa e 1.4 Mpa, e da un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ pari al 10% o al 15%, a seconda della scelta del progettista.

Le mescole elastomeriche ad alto smorzamento sono caratterizzate da una sensibile variazione del modulo di taglio G_{din} al variare della deformazione di taglio $\gamma < 0.5$; questo consente di evitare spostamenti eccessivi a fronte di eccitazioni dinamiche di bassa intensità, come quelle dovute al vento.

Per valori di γ compresi tra 1 e 2, corrispondenti agli spostamenti sismici di progetto, il modulo di taglio G_{din} risulta pressoché costante. Anche il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ varia in funzione della deformazione del taglio γ .

I grafici riportati di seguito, illustrano il tipico andamento del modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} e del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , adimensionalizzati di conseguenza ai rispettivi valori per $\gamma=1$ (rapporto tra lo spostamento e l'altezza dell'isolatore), in funzione della deformazione di taglio dell'elastomero γ .

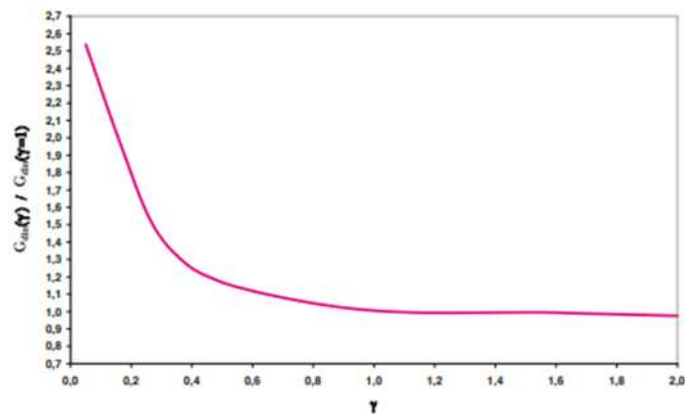


Fig. 3.20_Variazione media del modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} in funzione della deformazione di taglio γ

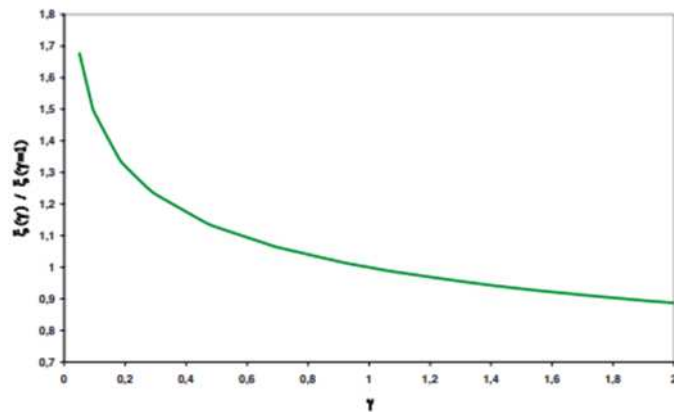


Fig. 3.21_Variazione media del coefficiente di smorzamento viscoso in funzione della deformazione di taglio γ .

Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento si basano sul concetto di isolamento più semplice, ovvero quello in cui due blocchi scorrono l'uno sull'altro, essendo le due superfici rivestite di materiali che rendono l'attrito basso.

Le superfici a contatto possono essere piane (friction base isolation system FBIS) o curve (friction pendulum system FPS), permettendo il ricentraggio del dispositivo. Questi dispositivi presentano un profilo basso ma un elevato ingombro in pianta, diversamente dagli isolatori in gomma.

Per quanto riguarda l'attrito tra le superfici, il coefficiente assume valori tra il 3% e il 12%; avere un coefficiente di attrito troppo elevato potrebbe creare dei problemi, il primo fra tutti è che sotto l'azione sismica il dispositivo non parte e l'edificio si comporta come se fosse a base fissa.

L'attrito non si mantiene costante ma varia in funzione della pressione di contatto, della velocità di scorrimento e della temperatura. Inoltre, gli isolatori a scorrimento a superfici piane presentano lo svantaggio di non essere ricentranti per cui, se utilizzati, si dovranno prendere degli accorgimenti.

Per sopperire a questa mancanza, è stato sviluppato l'isolatore a scorrimento a superfici curve, chiamato Friction Pendulum System (FPS). In questi dispositivi la capacità ricentrante è concentrata sulla superficie curva e l'azione dissipativa è esercitata dall'attrito tra le superfici di contatto.

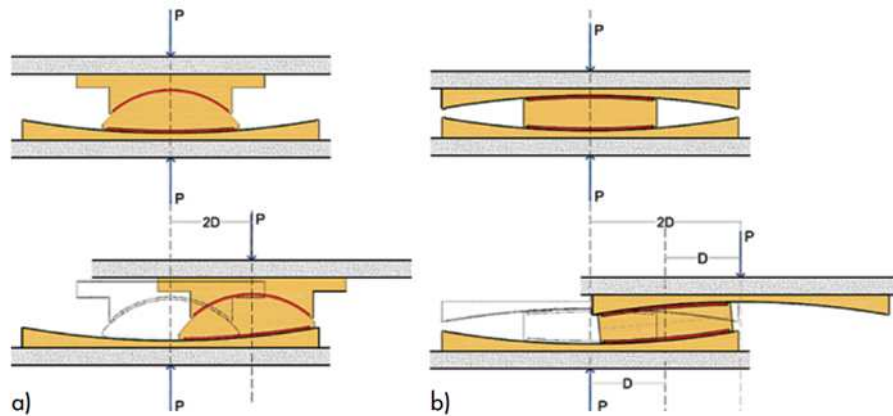


Fig. 3.22_Schemi costruttivi e funzionali di un isolatore a singola superficie di scorrimento (a) e di una doppia superficie di scorrimento (b).

I dispositivi a doppia superficie di scorrimento sono caratterizzati da:

- una superficie primaria di scorrimento con raggio di curvatura R , rivestita con materiale ad attrito noto;
- una superficie secondaria di scorrimento che permette di accomodare le rotazioni dovute alla traslazione. Tale superficie viene opportunamente lubrificata per minimizzare l'attrito;
- una pasticca in materiale polimerico noto, garante dello scorrimento tra le due slitte curve.



Fig. 3.23_Isolatore a scorrimento

In assenza di attrito è possibile scrivere tale relazione:

$$F_h = W \operatorname{tg} \alpha = W \frac{d}{R} \Rightarrow K = \frac{F_h}{d} = \frac{W}{R} = \frac{Mg}{R} \Rightarrow \omega^2 = \frac{K}{M} = \frac{g}{R} = \frac{2\pi}{T}$$

$$\Rightarrow T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$$

La forza di richiamo elastica, F_h , dipende dalla massa, per cui, maggiore è il peso e maggiore sarà questa forza. Dalle relazioni riportate precedentemente è possibile notare che il periodo di oscillazione, che poi diventerà il periodo di isolamento dell'edificio, è direttamente proporzionale al raggio di curvatura, perciò, maggiore è il raggio del nostro dispositivo e maggiore sarà il periodo di isolamento.

Fino ad ora si è analizzato il comportamento del dispositivo considerando nullo l'attrito, ma nella realtà l'attrito è presente, seppur in piccole percentuali.

Si considera un diagramma in cui si riporta lungo le ordinate lo spostamento (d) e lungo le ascisse la forza (F).

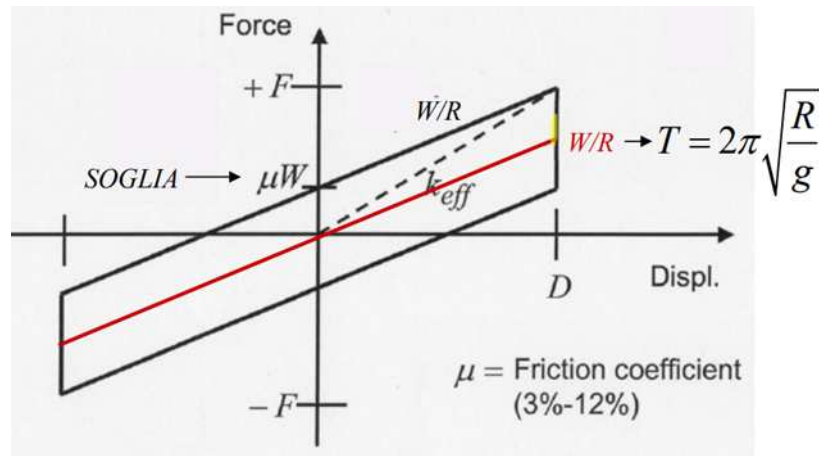


Figura 3.24_Isolatore a scorrimento, comportamento con attrito

La linea rossa presente nel grafico forza – spostamento (F-d) descrive il comportamento del pendolo semplice senza attrito; quello che si vede è un'oscillazione elastica e la pendenza della retta non è altro che la rigidezza K.

Invece, se si considera l'attrito, la pasticca non inizia a scorrere subito perché c'è un coefficiente di attrito diverso da zero e quindi, si ha una forza di scorrimento F_s , che è pari al prodotto tra il peso W e il coefficiente di attrito.

$$F_s = W \cdot \mu$$

Il ciclo da elastico si trasforma in un ciclo RIGIDO-PLASTICO INCRUDENTE e l'area contenuto all'interno del ciclo rigido plastico è l'energia dissipata per attrito.

$$\begin{cases} F < F_s = W \cdot \mu \rightarrow d = 0 \\ F = F_s \rightarrow d \neq 0 \end{cases}$$

Quello che si può notare quando si considera l'attrito è che per una forza, F , minore della forza di scorrimento, F_s , non si ha lo spostamento e quindi, l'isolatore non parte, viceversa, quando si arriva ad una forza pari a quella di scorrimento la pasticca inizia a scorrere, per cui ad un determinato spostamento generico d corrisponderà una forza orizzontale $F_h(d)$.

$$F_h(d) = \mu \cdot W + \frac{W}{R} \cdot d$$

Dove la rigidezza K del dispositivo è sempre la stessa, cioè, è pari al rapporto tra il peso dell'edificio, W , e il raggio di curvatura R del dispositivo.

Questo comportamento appena descritto è di certo non lineare poiché fino ad un certo punto risulta essere rigido e poi diventa plastico incrudente. Infatti, lo spostamento non cresce linearmente con la forza, anzi, per forze inferiori alla forza di scorrimento lo spostamento risulta essere nullo e, solamente quando ho la forza di scorrimento il dispositivo inizia a scorrere.

In genere, per semplificare lo studio di questi dispositivi, si linearizza il comportamento e cioè, determinano le proprietà viscoelastiche equivalenti, in particolare la rigidezza efficace, K_{eff} , riportata in figura 53 con la linea tratteggiata, e lo smorzamento lineare equivalente.

$$K_{eff} = \frac{F_h}{d} = W \left(\frac{\mu}{d} + \frac{1}{R} \right)$$

È possibile stimare il periodo di isolamento, attraverso dei semplici passaggi matematici:

$$\left(\frac{2\pi}{T_{is}} \right)^2 = \omega^2 = \frac{K_{eff}}{M} = g \left(\frac{\mu}{d} + \frac{1}{R} \right) \Rightarrow T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$$

Dalla formula finale si nota che il coefficiente di attrito è presente al denominatore, per cui, considerando un attrito importante si ha una diminuzione del periodo di isolamento. Un ulteriore problema che si ha con attriti troppo elevati è che il dispositivo non parte e quindi, l'edificio si comporta a base fissa.

Un ulteriore proprietà da determinare è lo smorzamento equivalente, ξ_{is} :

$$\xi_{is} = \frac{E_D}{4\pi E_{el}} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu R} + 1}$$

Lo smorzamento dipende dal raggio R, dal coefficiente di attrito, μ , e dallo spostamento, d; per cui, dopo aver fissato il raggio di curvatura R del dispositivo e il coefficiente di attrito, lo smorzamento dipende solo dallo spostamento.

Un conto è avere un ciclo ad uno spostamento, ad esempio, di 20 cm, e un conto è avere un ciclo ad uno spostamento di 10 cm; avere uno spostamento più basso significa avere una rigidezza maggiore ma allo stesso tempo significa anche avere uno smorzamento che cresce.

Da questi ragionamenti appena fatti, è possibile rappresentare, attraverso dei grafici, la variazione del periodo di isolamento e dello smorzamento in funzione dello spostamento d.

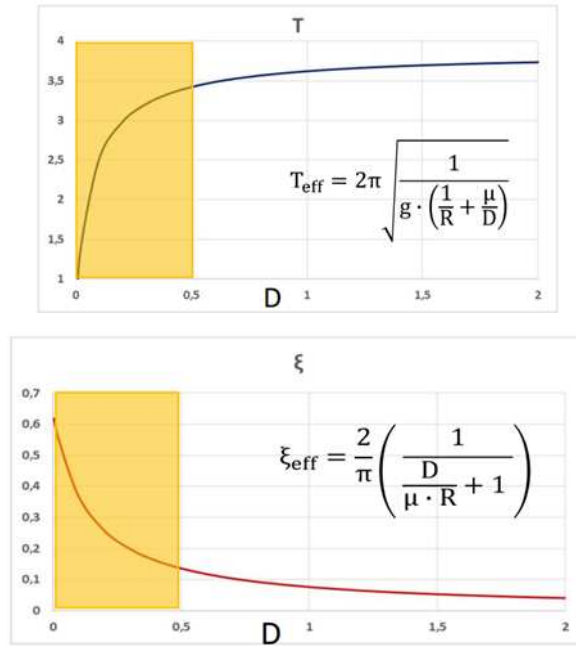


Fig. 3.25_Periodo di isolamento e smorzamento al variare dello spostamento d .

Per spostamenti che tendono all'infinito ($d \rightarrow \infty$), il rapporto μ/D tende a zero, per cui si ottiene il periodo del pendolo ideale e lo smorzamento tende a diminuire. Si ha quel periodo di isolamento solo se lo spostamento è infinito.

Invece, al diminuire dello spostamento si ha una diminuzione del periodo di oscillazione; per cui, si deve fare attenzione con questi dispositivi perchè è vero che hanno un periodo di oscillazione elevato, se hanno grandi raggi di curvatura, ma solo per spostamenti importanti.

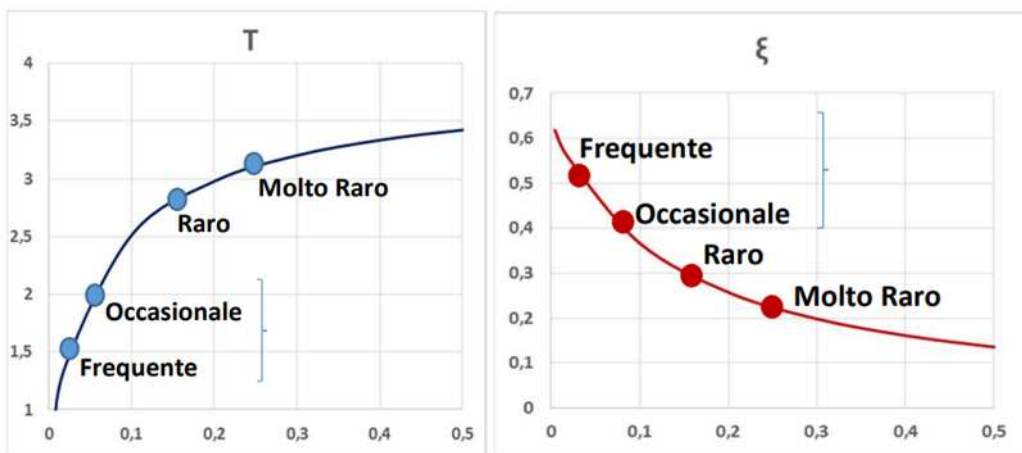


Fig. 3.26_Periodo di isolamento e smorzamento al variare dello spostamento d , con riferimento agli stati limite (NTC2018).

Pertanto, in questi dispositivi il periodo di isolamento diminuisce notevolmente al diminuire dello spostamento, che può essere un bene per azioni quali il vento, ma può risultare un problema per i sismi frequenti.

Si consideri un range di spostamenti tra 0 – 0.5 m, in particolare per uno spostamento pari a 25 cm, per esempio, si hanno delle capacità dissipative abbastanza elevate, circa il 25% di smorzamento equivalente, che è superiore rispetto a quello visto per gli isolatori elastomerici. Quindi, questi dispositivi sono più dissipativi rispetto alle gomme, ed è un vantaggio perché permettono di ridurre gli spostamenti che subisce il sistema di isolamento. In realtà, hanno una capacità dissipativa troppo importante per sismi di piccola intensità, infatti, quando si va verso spostamenti bassi lo smorzamento risulta essere maggiore del 30%, fino ad arrivare anche al 60% ed è una cosa negativa.

Quando il coefficiente di smorzamento supera il 30% si va verso sistemi sovrasmorzati e questo significa che le accelerazioni assolute sono maggiori delle pseudo-accelerazioni (A) per cui, le accelerazioni che subisce la struttura tornano a crescere perché le forze dissipative diventano importanti e non più trascurabili.

$$\xi > 30\% \rightarrow \begin{cases} A \sim \ddot{x} & \text{per } \xi < 30\% \text{ poco smorzati} \\ A \ll \ddot{x} & \text{per } \xi > 30\% \text{ sovrasmorzati} \end{cases}$$

3.2.2 Materiali

La scelta del materiale di scorrimento è fondamentale per consentire agli isolatori a scorrimento a superficie curva un comportamento ottimale in termini di:

- i) capacità portante;
- ii) coefficiente di attrito e conseguente dissipazione d'energia;
- iii) stabilità del ciclo isteretico forza – spostamento, sia con la temperatura che durante cicli ripetuti;
- iv) durabilità;
- v) resistenza all'usura.

Il parametro più importante per modellare una struttura con isolatori a scorrimento a superficie curva è il coefficiente di attrito dinamico. Per qualsiasi materiale di scorrimento il coefficiente di attrito è dipendente sia dalla velocità che dalla pressione. La dipendenza dalla velocità solitamente non è significativa nel campo di velocità associate all'azione sismica di una struttura isolata. Al contrario, confermato anche da moltissimi risultati sperimentali, la dipendenza dalla pressione (carico verticale) non è trascurabile.

Infatti, maggiore è il carico verticale è minore risulta essere il coefficiente di attrito, viceversa, minore è il carico verticale agente e maggiore è il coefficiente di attrito.

Il materiale di scorrimento usato nelle superfici di scorrimento degli isolatori FIP-D è il FFM (FIP Friction Material), un polietilene ad altissimo peso molecolare (Ultra-High Molecular Weight Poly-Ethylene – UHMWPE), caratterizzato da proprietà speciali per quanto consiste la capacità di carico, la stabilità, la durabilità e la resistenza all'usura. Ulteriori caratteristiche di questo materiale sono l'assenza del fenomeno stick-slip ed il basso rapporto tra attrito di primo distacco ed attrito dinamico.

Nella tabella successiva vengono riportati i valori tipici del coefficiente di attrito dinamico del FFM, rispettivamente per FFM tipo L (basso attrito) e FFM tipo M (attrito medio).

Tipo di FFM	L (basso attrito)	M (attrito medio)
Coefficiente d'attrito minimo (%)	2.5	5.5

Tab. 3.1 Valori tipici del coefficiente di attrito dinamico, tipo L e tipo M

I valori del coefficiente di attrito riportati nella tabella sono i valori minimi e corrispondono al carico verticale massimo di progetto N_{Ed} dell'isolatore a scorrimento a superficie curva.

Il valore di attrito riportato dichiarato dal produttore è da intendersi a massimo carico, per carichi minori, come già detto, questo aumenta.

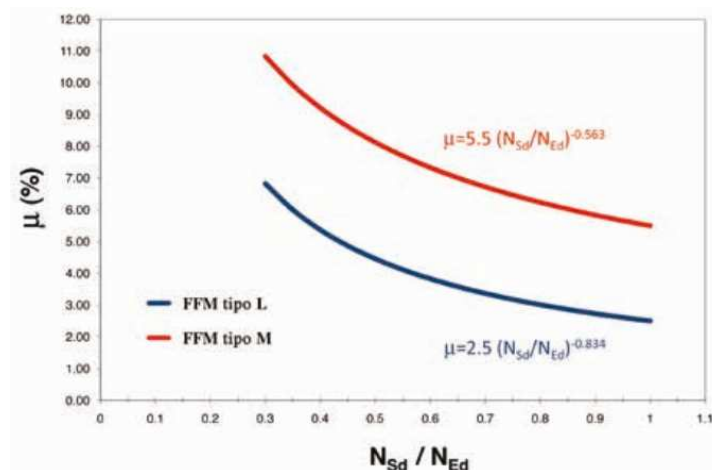


Fig. 3.27_Valore del coefficiente di attrito in funzione del carico verticale

Di solito, avendo in un edificio diversi carichi verticali, quello che viene fatto in fase di progetto è cambiare dimensione della pasticca del dispositivo, in modo da ottenere un coefficiente di attrito all'incirca omogeneo su tutti gli elementi.

In particolare, per carichi minori si sceglierà una pasticca più piccola, viceversa, carichi maggiori richiederanno una pasticca più grande. Per cui il dispositivo rimane identico, quello che si va a modificare è la pasticca [Calvi et al.].

Se si considera un dispositivo con basso raggio di curvatura o basso attrito si ottiene una rigidezza notevole e una forza di richiamo elastico notevole. Il basso attrito dà come conseguenza una bassa forza di distacco e a forza nulla ($F=0$) lo spostamento residuo risulta essere piccolo; questo vuol dire che i dispositivi sono ricentranti.

Se invece si considera un elevato raggio di curvatura o un elevato coefficiente di attrito si ottiene un'importante forza di distacco e una bassa rigidezza. A forza nulla si ha uno spostamento residuo importante, che risulta essere quasi lo spostamento massimo.

Per questo motivo, bisogna porre particolare attenzione nell'utilizzo di dispositivi con alto raggio di curvatura e alto attrito perché non sono ricentranti.

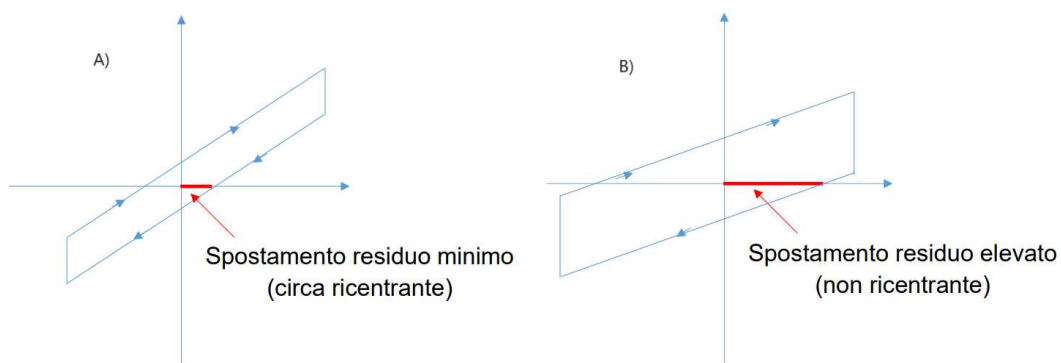


Fig. 3.28_ A) comportamento dispositivi con basso attrito e basso raggio di curvatura; B) comportamento dispositivi con elevato attrito ed elevato raggio di curvatura.

3.2.3 Criteri progettuali e produttivi

La procedura di predimensionamento risulta essere molto semplice in quanto il periodo di isolamento T dipende solamente dal raggio di curvatura R ; quindi, se si fissa il periodo T_{is} desiderato è possibile ricavare il raggio di curvatura R , che deve possedere il dispositivo. Dal legame che sussiste tra il raggio R e il periodo T si nota che se si vuole isolare con un periodo piuttosto elevato, i raggi di curvatura degli isolatori devono essere piuttosto grandi.

Per dimensionare il dispositivo e dunque, ricavare lo spostamento finale, si deve seguire una procedura step by step.

Allo step 0 si considera un attrito nullo, cioè, la situazione di pendolo ideale; se si considera l'attrito nullo significa che si ha solo lo smorzamento del 5%. Entrando nello spettro in spostamento con il periodo e con lo smorzamento, si ricava il primo spostamento, che risulterà essere quello massimo (d_{max}).

Lo spostamento dello step 0 non è reale perché si è considerato attrito nullo, cosa che nella realtà non è vera, per cui da qui si inizia ad iterare.

Allo step 1, considerando un coefficiente di attrito, noto il raggio, si calcola un ulteriore smorzamento e il nuovo periodo di isolamento che non risulterà essere più quello ideale ma sarà minore. Con questo nuovo periodo di isolamento si torna nello spettro e si ricava un nuovo spostamento e si continua ad iterare fino a quando non si arriva a convergenza, cioè, fino a quando lo smorzamento e il periodo non cambiano più o sono molto simili, come valori, allo step precedente.

Ovviamente lo spettro viene ridotto attraverso un coefficiente η , che dipende dal coefficiente di smorzamento, che ad ogni step, viene calcolato:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{is}}}$$

Per cui, dopo aver calcolato il coefficiente di smorzamento è facilmente ottenibile anche il coefficiente η , con il quale è possibile ridurre lo spettro e calcolare lo spostamento corretto.

Tutto ciò però ha un limite in quanto si sta linearizzando un comportamento che è fortemente non lineare; infatti, si è trasformato un meccanismo ad attrito in uno viscoso equivalente in modo da poter utilizzare gli spettri.

La procedura è semplificata e la riduzione dello spettro con il coefficiente η vale solo per $\eta \geq 0.55$, cioè per $\xi \leq 28\%$.

Dunque, utilizzando un attrito elevato e un raggio elevato, lo smorzamento risulta essere elevato, superando il 28%; se il sistema è molto smorzato la procedura non vale più, o meglio, dalle analisi avanzate che si effettueranno non verrà confermato il risultato del predimensionamento.

Dopo aver iterato si ricava lo spostamento massimo finale (d_{max}) e con questo ci si dimensiona il piatto. Il produttore, in base allo spostamento che si ottiene, fornisce il dispositivo idoneo per fronteggiare quello spostamento e un determinato carico assiale. Lo sforzo sollecitante massimo agente sull'isolatore deve essere minore del massimo carico fornito dal produttore, che è funzione della dimensione della pasticca e della tensione limite, σ_{lim} .

$$N_{Ed,max} < N_{max}(2a; \sigma_{lim}) \text{ dove } a = \frac{N_{max}}{\sigma_{lim}}$$

Per gli isolatori a scorrimento non sono ammessi sforzi di trazione, quindi, si deve verificare che tutti gli sforzi sollecitanti, N_{Ed} , siano solo di compressione.

Non viene specificato nessun coefficiente di sicurezza da adottare per il dimensionamento di questi dispositivi ed è un aspetto negativo, in quanto, risulta importante avere una capacità ulteriore nel fronteggiare eventi maggiori rispetto a quello di progetto.

Per possibili eventi sismici maggiori di quello di progetto, piuttosto che fare affidamento all'extra corsa (metà pasticca fuoriesce e quindi, si è vicini al collasso), è bene tener conto di un coefficiente di sicurezza aggiuntivo, scelto dal progettista.

In una struttura isolata alla base è importante capire come disporre in pianta questi dispositivi; il criterio fondamentale che si deve rispettare è far in modo che il centro di massa dell'edificio corrisponda al centro di rigidità del sistema di isolamento. Nell'utilizzo degli isolatori a scorrimento il centro di rigidità del sistema di isolamento e il centro di massa della struttura sono sempre automaticamente coincidenti perché la forza di richiamo elastica è proporzionale al peso W dell'edificio. Maggiore è il peso W e più grande è la forza di richiamo elastica orizzontale, F_h .

$$F_h = W \left(\frac{d}{R} + \mu \right)$$

Pertanto, è un sistema autocentrante ma vale solo se l'attrito sui dispositivi risulta essere omogeneo. Come detto precedentemente, il coefficiente di attrito del singolo dispositivo dipende dal peso che grava al di sopra; più precisamente, se il peso che grava è quello massimo, allora il coefficiente di attrito sarà minimo, viceversa, se è scarico il coefficiente di attrito sarà massimo.

In una struttura, il peso che si scaricherà sui singoli dispositivi non sarà identico, ma varierà in base alla posizione, sarà maggiore centralmente e minore lateralmente. Dunque, per ottenere un coefficiente di attrito omogeneo si introducono delle classi di isolatori, cioè, saranno tutti della stessa dimensione, l'unica cosa che cambia è la dimensione della pasticca, cioè, il carico massimo assiale che può sopportare.

Tutto ciò è importante perché permette di sfruttare la proprietà importante di auto-centramento della massa con la rigidità.

Gli isolatori a scorrimento a superficie curva sono abitualmente progettati secondo la norma europea UNI EN 15129:2009 “*Dispositivi antisismici*”.

Tale documento, definito anche come norma di prodotto, è un’importante guida da seguire nella progettazione dei sistemi di isolamento e nei controlli sui dispositivi. Gli isolatori a scorrimento, così come gli isolatori elastomerici, devono essere sottoposti a due test:

- *Type tests*;
- *Factory production control tests*.

Ogni prodotto deve essere soggetto a marcatura CE, pertanto, il fabbricante deve essere in possesso del CPR (Certificate of Constancy of Performance), che attesti la possibilità di produrre, in accordo con le direttive europee.

Dopodiché, vengono richiesti dei test di qualifica (Type Tests) sui dispositivi, che vengono fatti prima della produzione degli isolatori definitivi; questi test sono necessari per verificare che il produttore riesca a produrre il dispositivo con le specifiche progettuali richieste dal progettista. Il fabbricante deve fornire la documentazione che attesti la corrispondenza del prodotto alle specifiche progettuali, nel rispetto delle prescrizioni normative, che sono:

- Prove effettuate nell’ambito del mantenimento della qualificazione dei dispositivi stessi (prove di qualifica ai sensi della norma EN15129 e UNI EN 1337-1);
- Disegni costruttivi dei dispositivi e la relazione di calcolo di dettaglio;
- Manuale di installazione appoggi e isolatori;
- Manuale di uso e manutenzione appoggi e isolatori.

Se vengono rispettate tutte le indicazioni progettuali e normative, il produttore può produrre la partita di isolatori per un determinato cantiere.

Prima della messa in opera dei dispositivi, è importante effettuare i controlli di accettazione (factory production control tests). I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori per tutte le tipologie di dispositivi e sono demandati al Direttore dei Lavori il quale, prima della messa in opera, è tenuto a:

- Ad accertare e a verificare la documentazione di qualificazione, e a rifiutare le eventuali forniture non conformi;
- Ad effettuare la verifica geometrica e della tolleranza dimensionale;

- Ad effettuare le prove di accettazione (FPC tests ai sensi EN 15129).

Le prove di accettazione devono essere eseguite e certificate da un laboratorio dotato di adeguata competenza, attrezzatura ed organizzazione. Il risultato delle prove deve avere evidenza oggettiva con una relazione fornita dal fabbricante. Inoltre, il direttore dei lavori delle strutture deve emettere un rapporto scritto di controllo sul rispetto delle indicazioni progettuali e normative.

Per cui, attraverso le prove di accettazione si deve accertare che i dispositivi abbiano le proprietà identiche, con una certa tolleranza, alle prove di qualifica, le quali erano a loro volta conformi con le specifiche progettuali. Infine, se le prove di accettazione hanno un esito positivo, c'è l'autorizzazione alla posa dei dispositivi. Per quanto riguarda le prove di accettazione la UNI EN 15129 dice di testare 1 dispositivo su 20 per ogni lotto, una percentuale inferiore rispetto a quella che prescrive la normativa italiana, NTC2018, (il 20% dei dispositivi e comunque, non meno di quattro e non più del numero di dispositivi da mettere in opera).

3.3 Normativa turca e normativa italiana

È di fondamentale importanza preservare la funzionalità delle strutture critiche, come gli ospedali, in caso di forti terremoti e per fare ciò l'isolamento sismico è la migliore tecnologia, in quanto risulta essere un metodo di progettazione vitale per la protezione della loro funzionalità.

In Turchia, la tecnologia dell'isolamento sismico è stata applicata a un ritmo accelerato a edifici e infrastrutture nuovi o ristrutturati per la protezione dai terremoti, in particolare, dopo il terremoto di Kocaeli di magnitudo Mw 7.4 del 1999. A seguito questo evento sono state preparate diverse linee guida e un nuovo codice ufficiale per incentivare e regolare le applicazioni in corso. Per consentire la funzionalità post-terremoto degli ospedali, il programma di partenariato pubblico-privato del Ministero della Salute ha previsto la costruzione di campus sanitari con isolamento sismico.

Ad oggi, il numero di strutture costruite con dispositivi di isolamento sismico è pari a 72. Questi rapidi sviluppi sull'isolamento sismico hanno reso necessaria anche la stesura di un codice di progettazione ufficiale nazionale, per le applicazioni dell'isolamento sismico sugli edifici.

La Turchia, soprattutto per quanto riguarda i grandi ospedali, è fortemente impegnata nella metodologia dell'isolamento alla base, poiché si prevede che le strutture sanitarie siano funzionali e che queste possano esserlo anche dopo un grande evento sismico.

In Turchia, a partire dal 2000, la mancanza di un codice ufficiale per la progettazione dell'isolamento sismico ha portato gli ingegneri professionisti ad utilizzare codici statunitensi (ASCE 7-5, 2005 e [3]) ed europei (EC8 [21]) per la progettazione dell'isolamento sismico degli edifici. I diversi approcci e le diverse procedure di questi codici hanno portato ad applicazioni non uniformi. Anche le prove effettuate sui dispositivi hanno seguito questi codici, causando così risultati di prova incompatibili con i parametri di progetto utilizzati.

Con l'aumento del numero di applicazioni di isolamento sismico in Turchia, nel 2008 è stata pubblicata per la prima volta una linea guida intitolata "Codice di progettazione dell'isolamento sismico per gli edifici". L'ISMEP (Istanbul Seismic Risk Mitigation and Emergency Preparedness Project), ha adottato questa linea guida nelle applicazioni per la progettazione dell'isolamento sismico di ospedali nuovi e ristrutturati.

Questi problemi sul funzionamento post-terremoto degli ospedali hanno portato il Ministero della Salute turco a emanare nel 2013 un regolamento e delle specifiche tecniche per imporre che gli edifici ospedalieri, situati nelle zone sismiche 1 e 2, con un numero di posti letto superiore a 100, devono essere costruiti con isolamento alla base.

I criteri di progettazione di base e gli obiettivi prestazionali delle specifiche di progettazione dell'isolamento sismico, preparate dal Ministero della Salute, possono essere riassunti come segue:

- Il sistema strutturale deve essere progettato sulla base di un livello di moto sismico associato a una probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Il sistema strutturale al di sotto dello strato di isolamento deve essere progettato in modo da rimanere essenzialmente elastico, ossia il fattore di comportamento "q" deve essere assunto pari a 1,0. Il sistema strutturale al

di sopra dello strato di isolamento deve essere progettato utilizzando un fattore q di 1,5 al massimo.

- Lo spostamento del sistema di isolamento deve essere determinato per un livello di moto sismico associato a una probabilità di superamento del 2% in 50 anni. Gli spostamenti del sistema di isolamento devono essere aumentati del 10% (come minimo) per tenere conto degli effetti torsionali.
- I valori di deriva della storia al di sopra dello strato di isolamento devono essere inferiori allo 0,50%.
- Il taglio alla base trasmesso alla sovrastruttura deve essere inferiore al 20% del peso sismico della sovrastruttura al livello di moto sismico, associato al 10% di probabilità di superamento in 50 anni.
- L'accelerazione orizzontale media ad ogni piano sopra il livello di isolamento deve essere inferiore a 0,20 g (aumentata a 0,3 g in una recente revisione delle specifiche).
- Gli elementi non strutturali (ad es. impianti di riscaldamento, ventilazione e condizionamento, impianti idraulici, impianti elettromeccanici), che attraversano lo strato di isolamento devono essere progettati in modo da poter sopportare lo spostamento del sistema di isolamento e continuare a funzionare dopo il terremoto.

Seismic Design Categories.

DBE level S_{DS} values	Seismic Design Category (SDC, enhanced and normal)	
	Building Risk Category = 1	Building Risk Category = 2, 3
$S_{DS} < 0.33$	SDC = 4a	SDC = 4
$0.33 < = S_{DS} < = 0.5$	SDC = 3a	SDC = 3
$0.50 < = S_{DS} < 0.75$	SDC = 2a	SDC = 2
$S_{DS} > = 0.5$	SDC = 1a	SDC = 1

Fig. 3.29_Categorie di progettazione sismica (SDC) per determinati valori S_{DS} del livello DBE e classi di rischio.

Nel 2017, un codice sulla progettazione dell'isolamento sismico per le strutture edilizie è stato preparato da un comitato composto da accademici e ingegneri

professionisti, in connessione con l'attuale revisione del Codice turco di progettazione antisismica (indicato come TERDC). Questo codice è entrato ufficialmente in vigore il 1° gennaio 2019.

Il codice turco per l'isolamento sismico si basa essenzialmente sui principi dell'ASCE 7-10 e dell'ASCE 7-16, con alcune influenze dell'EC8.

Per la progettazione dell'isolamento sismico si utilizzano i livelli di moto del suolo di 475 anni (DBE-Design Basis Earthquake) e 2475 anni (MCE-Maximum Considered Earthquake).

TERDC (Turkish Earthquake Resistant Design Code) considera diversi livelli di progettazione, per soddisfare diversi "livelli di prestazione", a diversi livelli di moto sismico. Questi livelli di prestazione sono:

- Continuità della funzionalità (CF);
- Danno limitato / Occupazione immediata (LD);
- Controllo del danno / Sicurezza della vita (DC);
- Prevenzione dei crolli (CP).

Il codice comprende quattro categorie di progettazione sismica normale e quattro categorie di progettazione sismica (SDC, Seismic Design Categories), che dipendono dalle categorie di rischio dell'edificio e dal livello di accelerazione spettrale di breve periodo (S_{DS}), specifico del sito. Le categorie di rischio degli edifici misurano il potenziale di incidenti umani conseguenti in tre classi di utilizzo degli edifici, che vanno da un rischio elevato (edifici essenziali e critici - Categoria di rischio dell'edificio-I) a un rischio basso (edifici residenziali ordinari - Categoria di rischio dell'edificio-III).

Generalità sul codice di isolamento sismico turco

È di fondamentale importanza controllare ogni fase di progettazione dell'isolamento sismico e avere l'approvazione da parte del comitato di revisione paritetica.

Per gli edifici, compresi nel presente Codice, il sistema di isolamento, composto da dispositivi di isolamento, deve essere collocato in un'interfaccia situata sotto il corpo principale dell'edificio.

Gli edifici isolati sismicamente e progettati secondo il presente Codice dovrebbero rimanere funzionali senza danni agli elementi strutturali e non strutturali, in seguito al terremoto di livello di progetto. Allo stesso modo, gli edifici non devono subire danni al sistema strutturale e il sistema di isolamento deve essere stabile al massimo livello di terremoto considerato.

- Il sistema di isolamento deve avere le seguenti caratteristiche:
 - Elevata rigidità verticale;
 - Bassa rigidità orizzontale;
 - Capacità di sopportare carichi verticali;
 - Capacità di assorbire energia;
 - Capacità di ricentraggio dopo un movimento sismico;
 - Rigidità orizzontale idonea per fronteggiare tutte le azioni non sismiche, come per esempio la forza dovuta al vento.

Come già detto precedentemente, per diminuire l'effetto torsionale sul sistema, il centro di rigidità del sistema di isolamento e il centro di massa della sovrastruttura, sull'interfaccia di isolamento, devono coincidere il più possibile.

Le forze di trazione devono essere evitate negli isolatori a scorrimento, mentre, negli isolatori in gomma queste devono essere limitate il più possibile, entro certi limiti. In casi specifici, si possono utilizzare dispositivi speciali che possono sopportare tensioni. La funzionalità di tali dispositivi deve essere garantita da prove di laboratorio.

Progettazione

Nella progettazione devono essere presi in considerazione due livelli di terremoto. Il primo è il livello DBE (Design Basis Earthquake), cioè il movimento del suolo dipendente dal sito con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni, che corrisponde al periodo di ritorno medio di 475 anni. Mentre, il secondo livello è il massimo movimento del suolo considerato MCE (Maximum Considered Earthquake), cioè il movimento del suolo dipendente dal sito con il 2% di

probabilità di superamento in 50 anni, corrispondente a un periodo di ritorno medio di 2475 anni.

La progettazione dei dispositivi di isolamento si basa sulla "Norma Europea EN 1337-3:2005: Cuscinetti strutturali - Cuscinetti elastomerici", per le disposizioni non comprese nel presente Codice.

Le proprietà in upper bound e lower bound dell'isolatore si ottengono moltiplicando i valori nominali per i relativi coefficienti di modifica. Questi coefficienti che vanno a modificare i valori nominali degli isolatori, come il coefficiente di attrito, servono per tener conto dell'invecchiamento, delle condizioni ambientali a cui sono sottoposti i dispositivi durante la loro vita utile, delle condizioni di prova e anche della variazione di produzione.

Per tutte le combinazioni di carico, il fattore di sicurezza contro il ribaltamento globale dell'interfaccia di isolamento deve essere superiore a 1,0 .

Il sistema di isolamento deve essere configurato per produrre una forza di ripristino orizzontale a qualsiasi spostamento fino allo spostamento massimo di progetto. Per garantire il ricentraggio, tale forza allo spostamento del livello MCE deve essere maggiore della forza di ripristino rispettivamente alla metà di tale spostamento, non inferiore al 2,5% del peso sismico della sovrastruttura.

Per garantire la stabilità, il periodo di vibrazione disaccoppiato dell'edificio isolato deve essere inferiore a 6 s.

A seconda delle proprietà dell'edificio e del sistema di isolamento, devono essere utilizzati i metodi di analisi elencati di seguito:

- (a) Metodo della forza laterale equivalente (Equivalent Lateral Force, ELF);
- (b) Metodo della sovrapposizione dei modi;
- (c) Analisi della storia della risposta non lineare (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA).

Il primo metodo elencato può essere utilizzato solo se sono soddisfatti dei requisiti specifici; quando questo metodo non è applicabile possono essere utilizzati gli altri due metodi, cioè, il metodo della sovrapposizione dei modi e della storia della

risposta non lineare. L'analisi storica della risposta non lineare può essere usata in ogni caso.

I test

Le caratteristiche forza-spostamento, il rapporto di smorzamento effettivo, la rigidità orizzontale e verticale effettiva delle unità di isolamento del sistema di isolamento, devono essere determinate mediante prove e verificate con i valori utilizzati nel processo di progettazione, seguendo la norma di prodotto UNI EN 15129.

4. Caso studio: Guney Adana Seyhan State Hospital

4.1 Descrizione e modellazione

In questo caso studio si andrà ad analizzare il comportamento dell'edificio ospedaliero di Adana, in particolare il "Guney Adana Seyhan State Hospital", a seguito degli eventi sismici che si sono verificati in Turchia il 06/02/2023.

Il complesso si estende su un'area di 40550 mq, è costituito da telai in cemento armato come struttura portante e si sviluppa su cinque elevazioni completamente fuori terra, per un totale di 22.5 metri. La superficie di piano è di circa 6500 mq, per un totale di circa 39000 mq calpestabili.

Il Guney Adana Seyhan State Hospital ospita 150 posti letto e, come la gran parte degli edifici ospedalieri presenti in Turchia e non solo, è isolato alla base.

Come è stato già ampiamente detto nei precedenti paragrafi, l'isolamento alla base è una soluzione tecnica e tecnologica che consente di abbattere l'azione sismica sul fabbricato attraverso una "sconnessione" tra sottostruttura e sovrastruttura; questa divisione permette un cambiamento delle caratteristiche dinamiche dell'edificio con spostamento dei modi principali di vibrazione verso zone dello spettro di norma in cui le accelerazioni sono molto inferiori a quelle di picco.

Durante e nel post di un evento sismico tutti gli edifici strategici, quali caserme, ospedali, uffici tecnici comunali, etc., devono mantenere l'operatività e grazie a questa soluzione è facilmente possibile farlo.





Fig. 4.1_ Güney Adana Seyhan State Hospital

Il sistema di isolamento del caso studio preso in esame è costituito da un totale di 251 isolatori a doppia superficie di scorrimento, caratterizzati da uno spostamento massimo di ± 235 mm, un raggio di curvatura equivalente pari a 5 metri e un coefficiente di attrito medio del 4.2% in corrispondenza del carico quasi permanente, situazione che viene utilizzata dalla norma quando si va ad applicare il sisma alla struttura.



Fig. 4.2_ Isolatore a doppia superficie di scorrimento utilizzato nell'edificio preso in esame

In particolare, il sistema di isolamento è composto da tre tipologie di isolatori, le quali si differenziano soltanto per la capacità di carico verticale, per cui i parametri di raggio e coefficiente di attrito rimangono invariati.

Per facilitare lo studio, sono stati considerati i tre diversi gruppi e per ogni gruppo si è calcolato il carico verticale minimo, massimo, e medio; questo ragionamento, nonostante sia una semplificazione non porta a variazioni significative del risultato. Nella tabella sottostante si riportano i valori dei carichi verticali che si scaricano su ogni tipologia di isolatore, rispettivamente il carico assiale minimo, massimo, medio e totale.

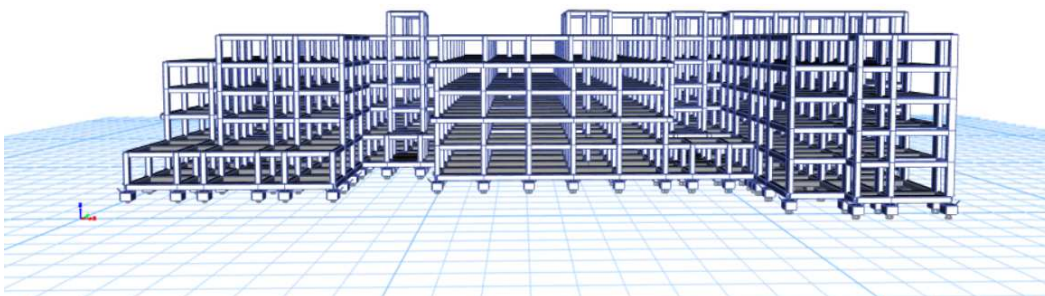
	TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3
n° Isolatori	62	124	65
Nmin [kN]	-479,424	-1983,82	-3522,1
Nmax [kN]	-1972,82	-3583,71	-5070,98
Nmedio [kN]	-1230,96	-2824,65	-4188,98
Ntot [kN]	-76319,8	-350257	-272284

Tab. 4.1 _Carico assiale che grava su ogni tipologia di isolatore

Questi valori sono stati esportati dal modello completo in ETABS21, fornito dall'azienda FIPMEC di Padova.

Dal carico Ntot di ogni tipologia di isolatore presente nella tabella è facilmente ottenibile la forza verticale totale che si scarica sull'intero edificio, la quale risulta essere pari a 698860 kN.

Si può dedurre che gli isolatori che presentano, in media, un carico verticale massimo o minimo sono in numero inferiore in quanto rappresentano rispettivamente gli isolatori di bordo dell'edificio e quelli interni, che subiscono uno sforzo assiale maggiore.



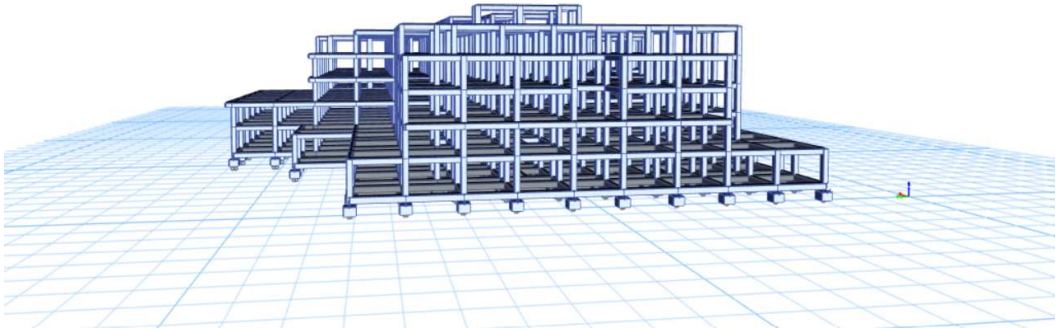


Fig. 4.3 _Modello completo in ETABS

Considerando la rigidezza totale del sistema di isolamento, data dalla somma delle rigidzze di tutti gli isolatori, e la massa totale dell'edificio, si può calcolare il periodo di isolamento, T_{is} , dalla formula seguente:

$$T_{is} = \sqrt{2\pi^2 \cdot \frac{M}{K_{TOT}}} = 2.32 \text{ s}$$

4.2 Input sismico e predimensionamento del sistema di isolamento

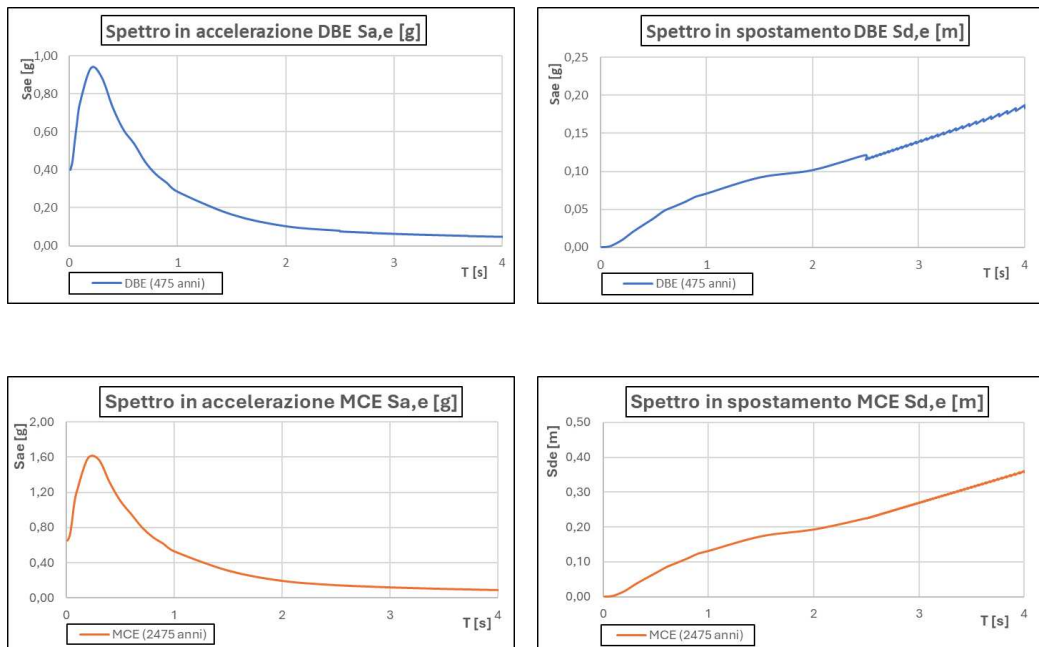


Fig.4.4 _Spettri in accelerazione e in spostamento di progetto,rispettivamente al DBE e all'MCE

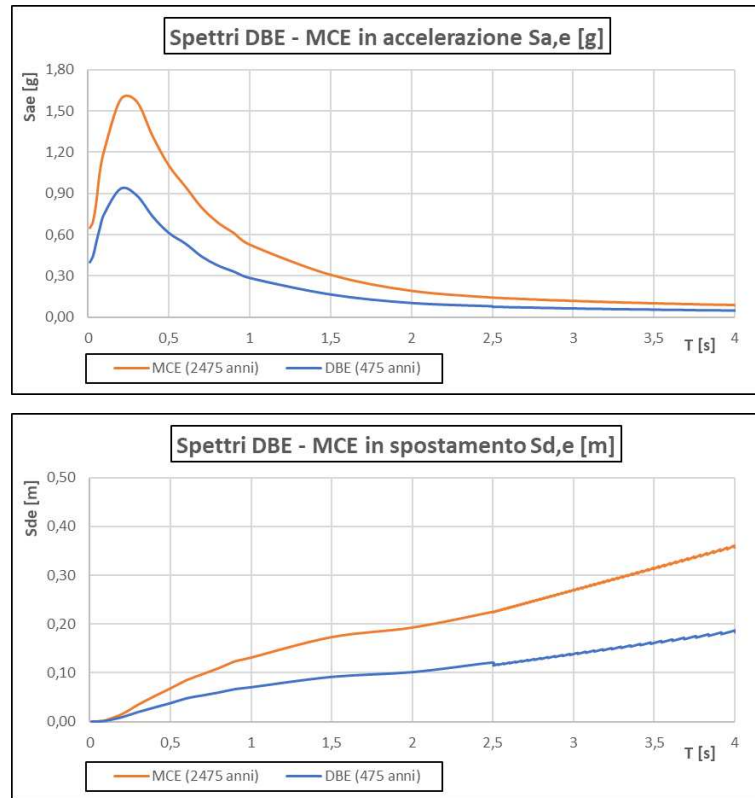


Fig. 4.5 _ Confronto degli spettri in accelerazione e in spostamento, DBE e MCE.

La capacità dei dispositivi di isolamento, dai dati forniti dall'azienda FIPMEC di Padova, risulta essere pari a ± 235 mm.

Dunque, per prima cosa si è eseguito un predimensionamento del sistema di isolamento, considerando sia lo spettro al DBE sia lo spettro all'MCE.

Il procedimento utilizzato è di tipo iterativo, partendo con i parametri nominali del sistema di isolamento, ovvero, raggio di curvatura pari a 5 metri e coefficiente di attrito pari a 4.2%.

In realtà, allo step 0 si considera un attrito nullo e si ricava il periodo di isolamento ideale; da questo, entrando nei relativi spettri in spostamento di progetto, si determina il primo valore di spostamento. Questo valore di spostamento poi viene smorzato attraverso il coefficiente η , che dipende a sua volta dallo smorzamento ξ , ricavando lo spostamento effettivo. Dopo aver determinato tale spostamento si calcola anche la rigidità effettiva.

$$\xi = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{1}{\frac{D}{\mu \cdot R} + 1} \right) \quad \eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad K_{eff} = \frac{F_h}{d} = W \left(\frac{\mu}{d} + \frac{1}{R} \right)$$

Dallo spostamento appena ottenuto si calcola il nuovo periodo di isolamento, considerando questa volta l'attrito effettivo del sistema; il valore che si ottiene sarà inferiore a quello ideale, calcolato con attrito nullo.

$$T_{is} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D} \right)}}$$

Da questo nuovo periodo, si rientra di nuovo all'interno dello spettro in spostamento di progetto e si determina un nuovo spostamento, il quale verrà nuovamente smorzato dal coefficiente η . Questo nuovo spostamento determinerà un nuovo periodo di isolamento e tutto il procedimento descritto verrà ripetuto in modo iterativo fino a quando non si arriva a convergenza, cioè, fino a quando tra l'ultimo step e lo step immediatamente prima non c'è differenza.

Tale procedimento sopra descritto, viene riportato nelle tabelle seguenti ed è stato effettuato non solo con i parametri nominali del sistema di isolamento ma anche con i parametri in lower bound e in upper bound.

Lo spostamento di interesse, sia per il DBE che per l'MCE, è quello ottenuto con i parametri minimi, cioè, con il lower bound, in quanto, considerando un attrito più basso, è di entità maggiore.

DBE (475 anni)								
Tentativo	R [m]	μ	Tis [s]	d max [m]	ξ	η	d_{eff}	K_{eff}
1	5	0	4,485	0,2051	0,05	1	0,2051	282883,26
2	5	4,2	3,152	0,1457	0,38	0,484546	0,0706	555534,05
3	5	4,2	2,250	0,1113	0,42	0,463157	0,0515	709170,62
4	5	4,2	1,991	0,1012	0,43	0,456589	0,0462	775005,3
5	5	4,2	1,905	0,0996	0,43	0,455536	0,0454	786702,08
6	5	4,2	1,890	0,0993	0,43	0,45534	0,0452	788938,52
7	5	4,2	1,888	0,0992	0,43	0,45527	0,0452	789687,11
8	5	4,2	1,887	0,0992	0,43	0,455272	0,0452	789687,11
DBE (475 anni) UB								
Tentativo	R [m]	μ	Tis [s]	d max [m]	ξ	η	d_{eff}	K_{eff}
1	5	0	4,485	0,2051	0,05	1	0,2051	282883,26
2	5	6,4	3,152	0,1457	0,44	0,452898	0,0660	584587,26
3	5	6,4	2,193	0,1113	0,47	0,43751	0,0487	742548,28
4	5	6,4	1,946	0,1012	0,48	0,432842	0,0438	809855,81
5	5	6,4	1,863	0,0996	0,49	0,432096	0,0430	821795,69
6	5	6,4	1,850	0,0993	0,49	0,43196	0,0429	824078,02
7	5	6,4	1,847	0,0992	0,49	0,43191	0,0428	824841,93
8	5	6,4	1,846	0,0992	0,49	0,43191	0,0428	824841,93
DBE (475 anni) LB								
Tentativo	R [m]	μ	Tis [s]	d max [m]	ξ	η	d_{eff}	K_{eff}
1	5	0	4,485	0,2051	0,05	1	0,2051	282883,26
2	5	2,8	3,152	0,1457	0,31	0,525575	0,0766	523077,54
3	5	2,8	2,318	0,1113	0,35	0,49707	0,0553	670322,68
4	5	2,8	2,048	0,1012	0,37	0,488192	0,0494	733883,91
5	5	2,8	1,957	0,0996	0,37	0,486763	0,0485	745200,63
6	5	2,8	1,942	0,0993	0,37	0,48649	0,0483	747365,18
7	5	2,8	1,940	0,0992	0,37	0,48640	0,0483	748089,75
8	5	2,8	1,939	0,0992	0,37	0,486404	0,0483	748089,75

Tab. 4.2_Procedimento iterativo per il predimensionamento del sistema di isolamento relativo al DBE

MCE (2475 anni)								
Tentativo	R [m]	μ	Tis [s]	d max [m]	ξ	η	deff	Keff
1	5	0	4,485	0,4048	0,05	1	0,4048	212282,18
2	5	4,2	3,639	0,3259	0,25	0,577817	0,1883	295642,81
3	5	4,2	3,084	0,2766	0,27	0,554875	0,1535	331017,91
4	5	4,2	2,914	0,2617	0,28	0,547606	0,1433	344589,8
5	5	4,2	2,856	0,2575	0,29	0,545527	0,1405	348723,85
6	5	4,2	2,839	0,2544	0,29	0,54398	0,1384	351870,06
7	5	4,2	2,827	0,2543	0,29	0,54393	0,1383	351972,93
8	5	4,2	2,826	0,2541	0,29	0,543834	0,1382	352178,94
9	5	4,2	2,825	0,2539	0,29	0,543734	0,1381	352385,3
10	5	4,2	2,825	0,2539	0,29	0,543734	0,1381	352385,3
MCE (2475 anni) UB								
Tentativo	R [m]	μ	Tis [s]	d max [m]	ξ	η	deff	Keff
1	5	0	4,485	0,4048	0,05	1	0,4048	250263,7
2	5	6,4	3,352	0,3016	0,33	0,514485	0,1552	428020,04
3	5	6,4	2,563	0,2302	0,37	0,487757	0,1123	538118,64
4	5	6,4	2,286	0,2114	0,38	0,480329	0,1015	580252,42
5	5	6,4	2,201	0,2058	0,39	0,478082	0,0984	594364,81
6	5	6,4	2,175	0,2042	0,39	0,47744	0,0975	598545,63
7	5	6,4	2,167	0,2037	0,39	0,47724	0,0972	599866,21
8	5	6,4	2,165	0,2036	0,39	0,477195	0,0972	600131,14
9	5	6,4	2,164	0,2035	0,39	0,477154	0,0971	600396,35
10	5	6,4	2,164	0,2035	0,39	0,477154	0,0971	600396,35
MCE (2475 anni) LB								
Tentativo	R [m]	μ	Tis [s]	d max [m]	ξ	η	deff	Keff
1	5	0	4,485	0,4048	0,05	1	0,4048	188112,12
2	5	2,8	3,866	0,3492	0,18	0,656217	0,2292	225165,89
3	5	2,8	3,534	0,3167	0,20	0,638628	0,2023	236522,26
4	5	2,8	3,448	0,3103	0,20	0,635046	0,1971	239074,81
5	5	2,8	3,429	0,3069	0,20	0,633126	0,1943	240479,39
6	5	2,8	3,419	0,3080	0,20	0,633375	0,1952	240021,17
7	5	2,8	3,422	0,3085	0,20	0,63403	0,1956	239814,1

Tab. 4.3_ Procedimento iterativo per il predimensionamento del sistema di isolamento relativo all'MCE

In conclusione, dal seguente predimensionamento si è determinato lo spostamento massimo sia per il DBE sia per l'MCE. Gli spostamenti ottenuti con i valori nominali saranno poi confrontati con i risultati delle analisi dinamiche non lineari, che verranno effettuate successivamente, in modo da verificarne la corrispondenza.

Invece, lo spostamento ottenuto con i valori in lower bound, nel caso dell'MCE, è utile per poter confermare la corretta capacità dei dispositivi di isolamento. Dal predimensionamento, lo spostamento massimo all'MCE risulta pari a 0.196 metri, perciò è corretto l'utilizzo di un dispositivo con capacità pari a ± 235 mm.

4.3 Modello semplificato ad 1 gdl con accelerogrammi artificiali

Per analizzare il comportamento che ha avuto l'ospedale di Adana agli eventi sismici che si sono susseguiti nel territorio turco nell'anno 2023 e verificare il corretto funzionamento del suo sistema di isolamento, in via semplificativa, si è creato un modello ad un grado di libertà. Questa analisi è stata effettuata attraverso il software di calcolo SAP2000 (CSI – Computers and Structures inc.), all'interno del quale è possibile modellare l'isolatore ad attrito attraverso un preciso elemento.

Nel codice di calcolo utilizzato le proprietà anelastiche vengono inserite mediante elementi non lineari a uno o a due nodi, chiamati "Non Linear Link", per brevità, "NLLINK", e possono essere definiti nei sei gradi di libertà.

Questi elementi sono così suddivisi:

- Linear
- Multilinear Elastic
- Multilinear Plastic
- Damper – Exponential
- Damper – Bilinear
- Damper – Friction Spring
- Gap
- Hook
- Plastic (Wen)
- Rubber Isolator
- Friction Isolator
- Triple Pendulum Isolator
- High Damping Rubber Isolator

Il modello realizzato è costituito semplicemente da un nodo a cui è stata assegnata la proprietà del Non Linear Link, in particolare del "Friction Isolator".

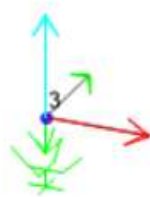


Fig. 4.6_Modello semplificato ad 1 gdl

Il Friction Pendulum Isolator è un isolatore biassiale ad attrito che accoppia le proprietà di attrito per le due deformazioni a taglio e le due deformazioni avvengono con l'ipotesi di slittamento su una superficie. Questo elemento accoppia anche la funzione di GAP assiale, cioè, è incapace di resistere a sforzi di trazione ma è resistente a momento nelle due direzioni.

Il modello di attrito utilizzato dal programma di calcolo è basato sul comportamento isteretico proposto da Wen (1976), e Park, Wen ed Ang (1986). Un valore del raggio pari a zero indica una superficie di scorrimento piana e l'azione di taglio risulta essere nulla, mentre, se la superficie di scorrimento risulta essere concava, il dispositivo, oltre a garantire uno slittamento e un comportamento isteretico prodotto dall'attrito, ha la funzione di ricentraggio, ovvero ha la capacità di ritornare nella posizione iniziale dopo l'azione sismica.

Pertanto, per realizzare il modello si è definito un "joint" al quale è stata assegnata la massa dell'intero edificio, pari a 73229 tonnellate, il carico verticale totale che grava su di esso, pari a 700000 kN, e poi è stato introdotto il NNLINK, ovvero, è stata assegnata la proprietà di "Friction Pendulum".

Seguendo il percorso: Define – Section Properties – Link/Support properties – Add Copy Of Property è possibile definire il "Friction Isolator".

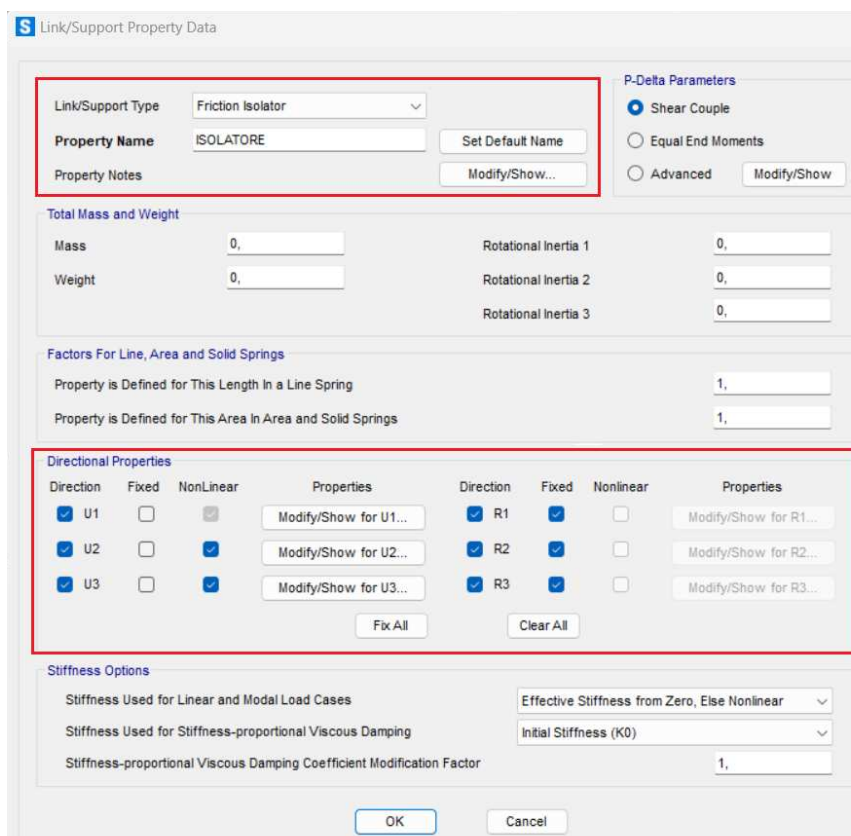


Fig. 4.7_Definizione del 'Friction Isolator' su SAP2000

Dopo avere scelto il tipo di Link/Support da utilizzare, si sono definite le caratteristiche nelle tre direzioni, in particolare, in direzione U1, U2 e U3.

La direzione U1 è quella longitudinale all'elemento, cioè, quella che descrive il comportamento assiale dell'isolatore, mentre le due direzioni U2 e U3 sono quelle perpendicolari e quindi, le direzioni in cui l'elemento si sposterà, a seguito di un determinato input.

Per ogni elemento Link/Support non lineare si possono specificare sei coefficienti di rigidezza effettiva lineare non accoppiati. La rigidezza effettiva lineare rappresenta la rigidezza elastica totale per l'elemento ed è utilizzata per tutte le analisi lineari e le proprietà non lineari effettive vengono ignorate per questi tipi di analisi.

Se non si specificano le proprietà non lineari per un particolare grado di libertà, per quel grado di libertà si utilizza la rigidezza effettiva lineare per tutte le analisi sia lineari che non lineari.

Viceversa, la rigidezza effettiva non lineare viene utilizzata per tutte le analisi non lineari, come nel caso specifico.

Identification	
Property Name	ISOLATORE
Direction	U1
Type	Friction Isolator
NonLinear	Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	1,000E+08
Effective Damping	0,

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	1,000E+08
Damping Coefficient	0,

Fig. 4.8_Definizione caratteristiche direzione U, [kN, m]

Dalla figura riportata sopra, si nota che nella direzione U1 è stata messa una rigidezza sufficientemente elevata ma non troppo, in modo da non avere deformazioni.

Mentre, nelle due direzioni U2 e U3 sono stati inseriti tutti i parametri del sistema di isolamento, quindi, raggio, pari a 5 metri, coefficiente di attrito, pari a 4.2%, e le rigidezze, sia lineari che non lineari.

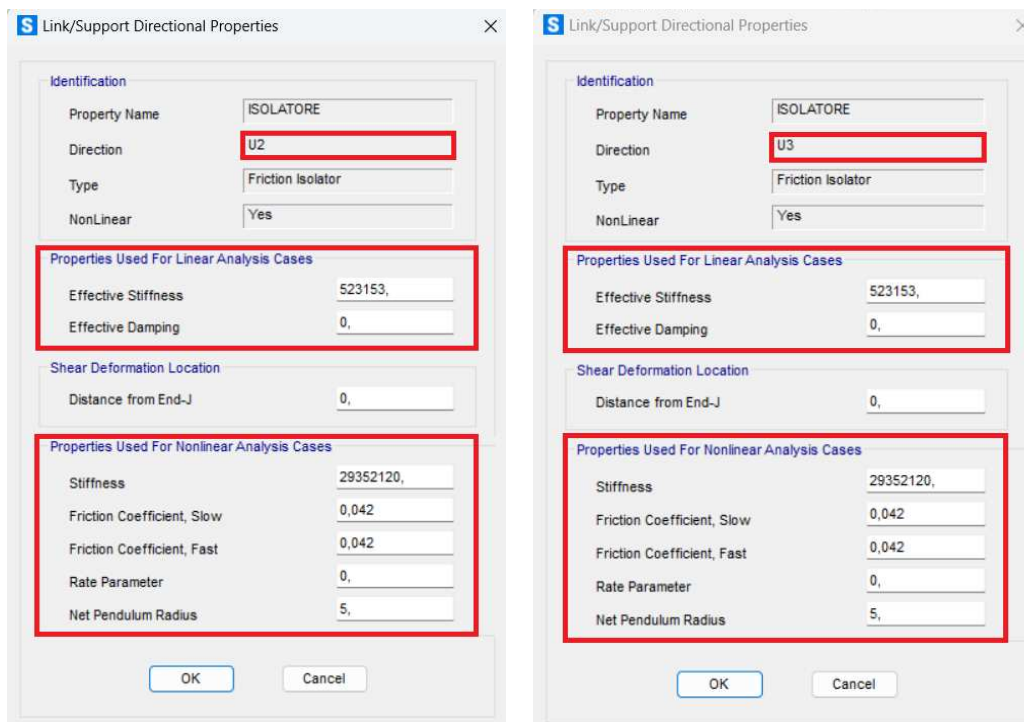


Fig. 4.9 _Definizione caratteristiche direzione U2 e U3, [kN, m]

Per la determinazione della rigidezza nel caso lineare, è stata fatta semplicemente la somma delle rigidezze di tutti gli isolatori che costituiscono il piano di isolamento. In particolare, il sistema è costituito da tre tipologie di isolatori e ognuna è caratterizzata da un valore di rigidezza, che è stata esportata dal modello in ETABS. Per cui, moltiplicando il valore della rigidezza per il numero dei dispositivi e sommando le tre tipologie si è ricavata banalmente la rigidezza, che è stata poi inserita in “Effective Stiffness”.

La rigidezza che è stata introdotta nel caso non lineare è stata ricavata facendo il prodotto tra lo sforzo assiale massimo, N_{sd} e il coefficiente di attrito, μ :

$$N_{sd} \cdot \mu = 698860 \cdot 0.042 = 29352120 \text{ kN/m}$$

Avendo inserito tutti i parametri del sistema di isolamento nel programma di calcolo, sono stati generati sette accelerogrammi artificiali spettro-compatibili utilizzando il software SIMQKE_GR (SIMulation of earthQuAKE ground motions). Il programma calcola automaticamente lo spettro di risposta di progetto sia secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14-1-2008), sia secondo le indicazioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n° 3274 (OPCM 3274).

Quindi, avendo a disposizione gli spettri di progetto del complesso ospedaliero in esame, precisamente gli spettri DBE e MCE con periodi di ritorno rispettivamente di 475 anni e 2475 anni, si sono generati gli accelerogrammi in modo da effettuare nel SAP20000 le analisi dinamiche non lineari.

Si riportano di seguito gli spettri, in accelerazioni e in spostamento, generati dal software e si può notare come questi si sovrappongono molto bene allo spettro di progetto DBE. Inoltre, vengono riportati corrispondenti sette accelerogrammi che sono stati poi inseriti nel SAP per effettuare le time – history.

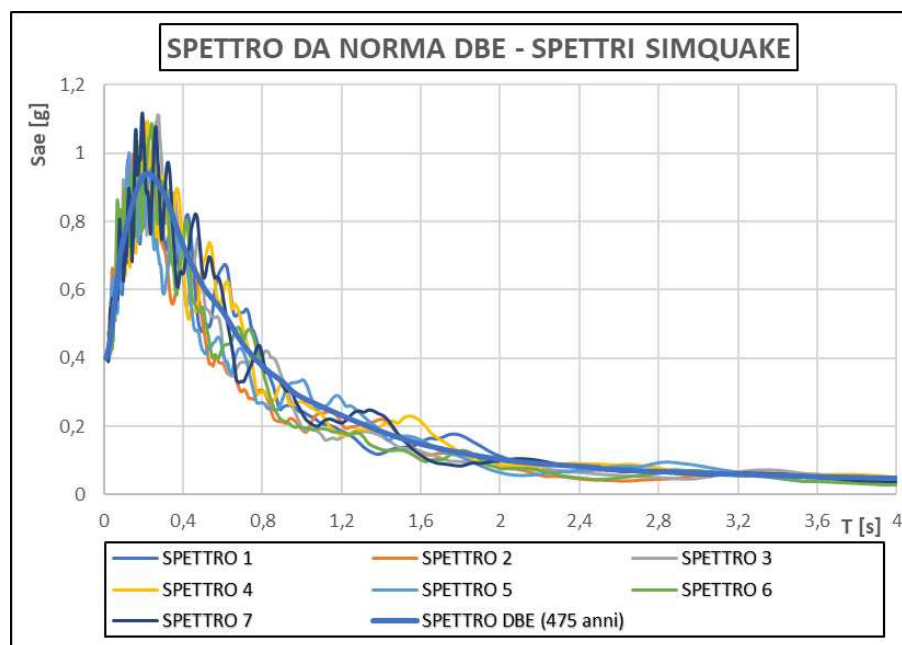


Fig. 4.10 Spettri in accelerazione generati con il software SIMQKE_GR compatibili con lo spettro DBE

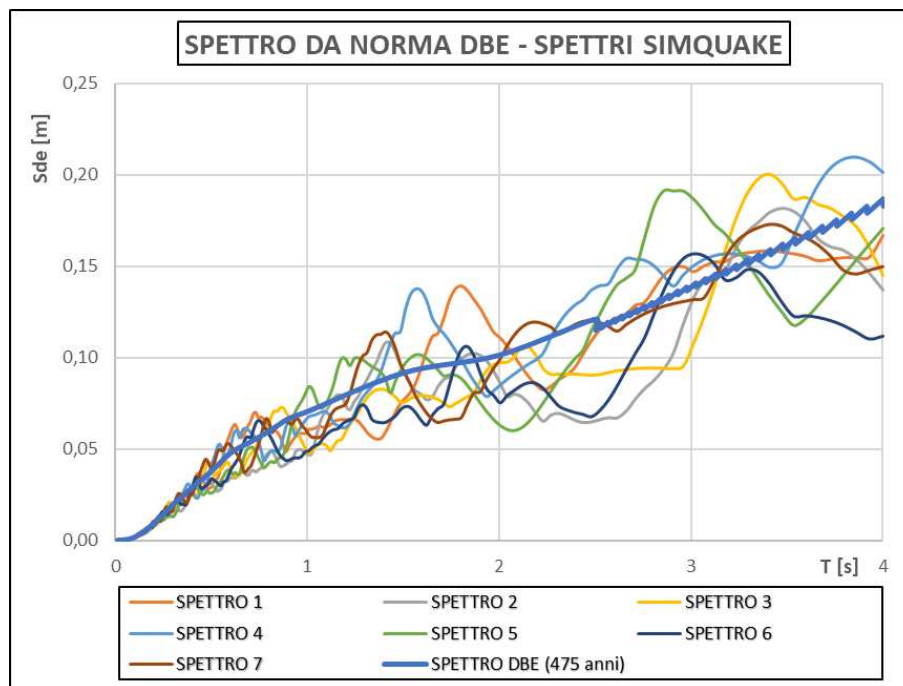
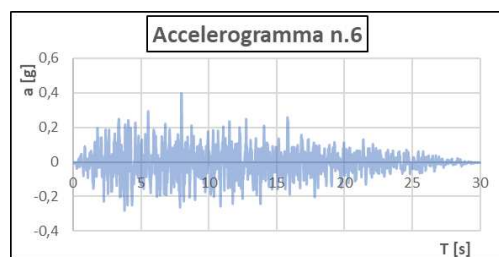
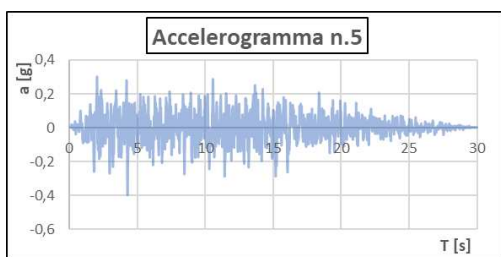
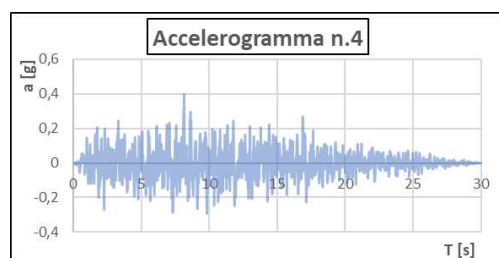
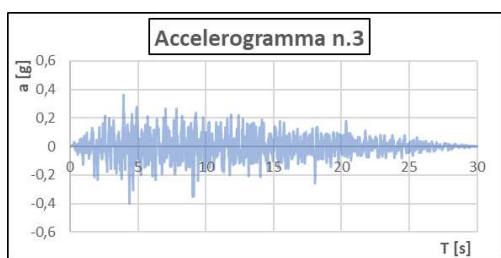
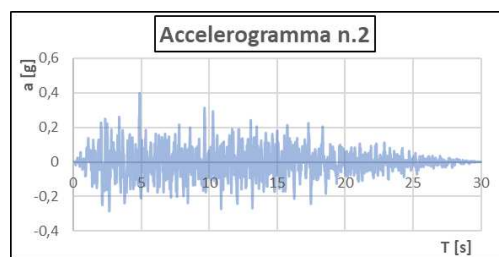
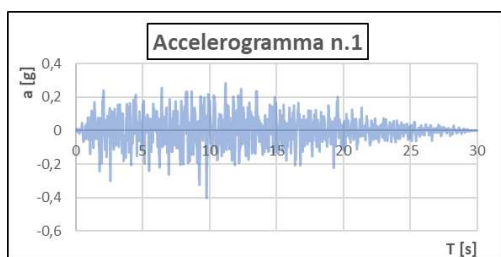


Fig. 4.11_Spettri in spostamento generati con il software SIMQKE_GR compatibili con lo spettro DBE



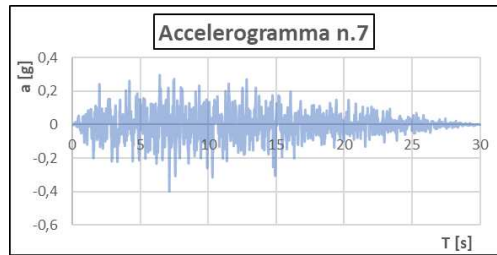


Fig. 4.12_Accelerogrammi generati compatibili con lo spettro di progetto DBE

Questo procedimento appena descritto per lo spettro in DBE è stato fatto allo stesso modo per lo spettro di progetto in MCE; infatti, di seguito si riportano gli spettri in accelerazione e in spostamenti artificiali e i rispettivi accelerogrammi.

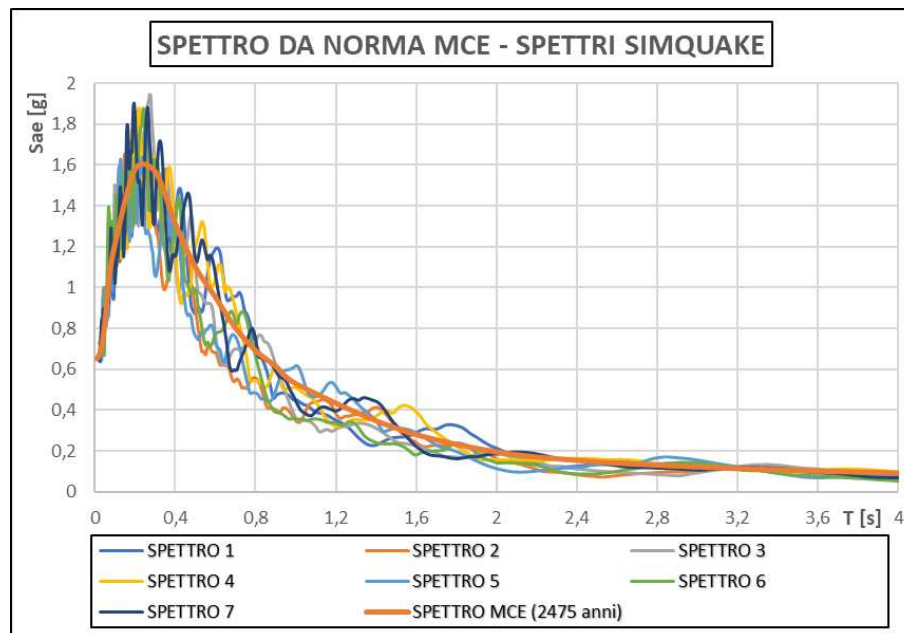


Fig. 4.13_Spettri in accelerazione generati con il software SIMQKE_GR compatibili con lo spettro MCE

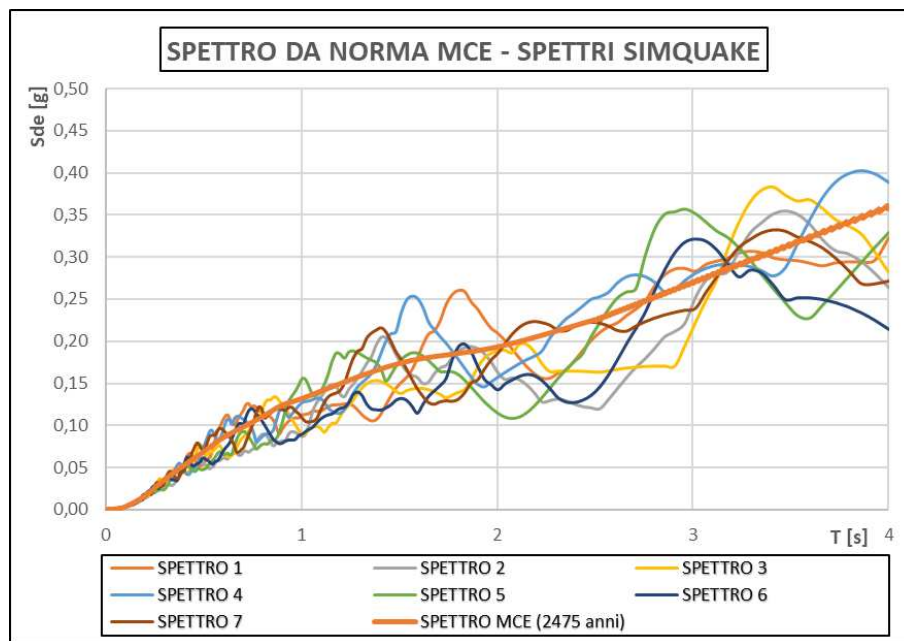
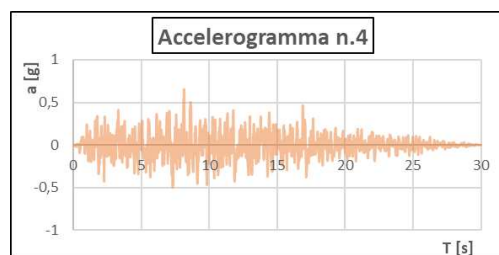
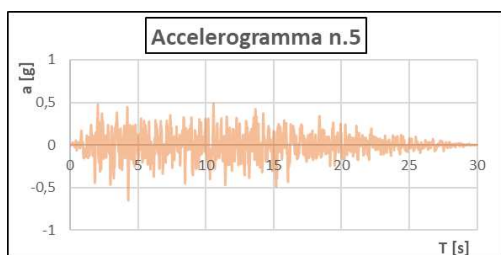
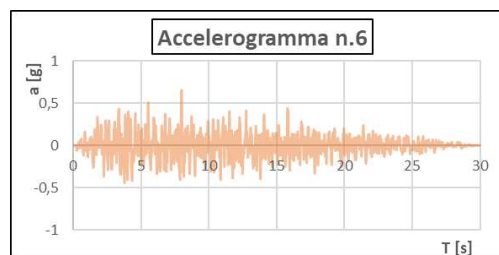
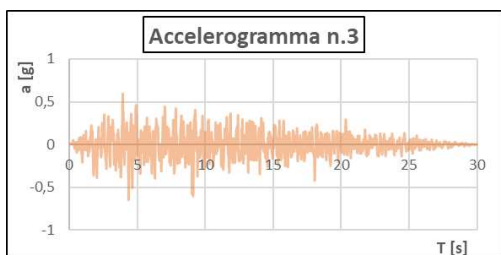
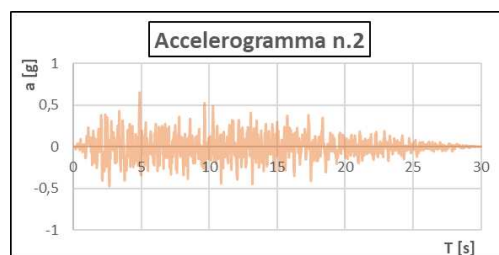
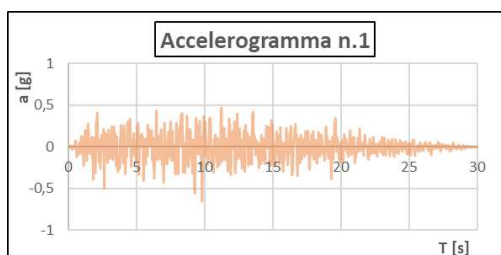


Fig. 4.14 Spettri in spostamento generati con il software SIMQKE_GR compatibili con lo spettro MCE



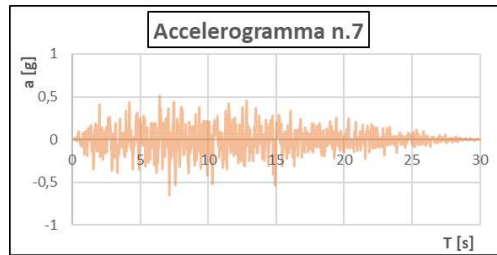


Fig. 4.15_Accelerogrammi generati compatibili con lo spettro di progetto MCE

Gli accelerogrammi riportati precedentemente sono stati poi inseriti nel programma di calcolo, sia quelli compatibili con lo spettro DBE sia quelli compatibili con lo spettro MCE. Per fare ciò si è seguito il seguente percorso:

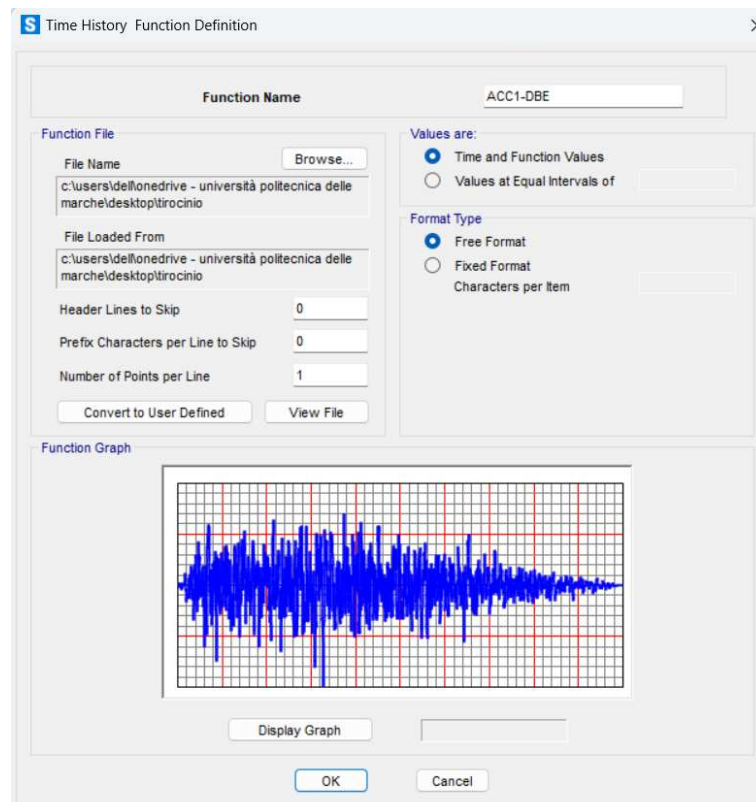


Fig. 4.16_Schermata SAP2000 per inserire gli accelerogrammi

Dopo aver definito tutti gli accelerogrammi, si sono create le sette time-history, andando a combinare i vari accelerogrammi.

Dunque, sono state create sette time-history per il caso DBE e sette time-history per il caso MCE.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva in cui sono presenti, per ogni time-history generata, gli accelerogrammi che sono stati utilizzati per una direzione, Est – Ovest (U1) e per l'altra direzione Nord- Sud (U2).

COMBINAZIONI LOAD CASE		
	U1	U2
ADNL 1	ACC1	ACC2
ADNL 2	ACC2	ACC3
ADNL 3	ACC3	ACC5
ADNL 4	ACC4	ACC7
ADNL 5	ACC2	ACC6
ADNL 6	ACC1	ACC5
ADNL 7	ACC1	ACC3

Tab. 4.4_Combinazioni degli accelerogrammi generati per time history

Per generare la time – history nel SAP si è seguito il seguente percorso: Define – Load Case – Add Copy of Load Case.

Seguendo questi passaggi si apre la schermata riportata di seguito e si devono inserire tutti i vari dati necessari per poter effettuare l'analisi dinamica non lineare:

- Load Case Type: Time History
- Analysis Type: Non-Linear
- Solution Type: Direct Integration
- Load Applied: il tipo di carico che si deve inserire è un carico dinamico sotto forma di accelerogramma. Dunque, si sono inseriti due accelerogrammi, rispettivamente per la direzione Est – Ovest e per la direzione Nord – Sud.
- Time Step Data: 0.01 secondi per un numero di steps pari a 3000 è l'intervallo temporale che è stato scelto per effettuare tali analisi, in modo da arrivare al tempo totale dell'accelerogramma ottenuto dal software SIMQKE.

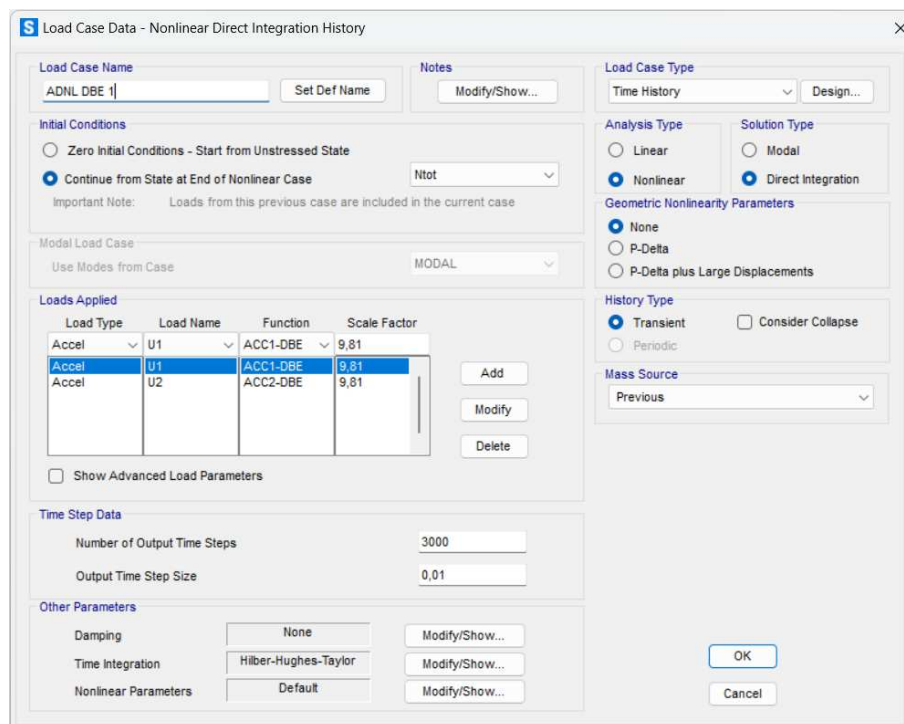


Fig. 4.17_Schermata SAP2000 per creare le time-history

In SAP2000 è possibile scegliere se effettuare un'analisi ad integrazione diretta, che è quella utilizzata nel caso in esame, oppure l'analisi FNA (Fast Non Linear Analysis).

L'analisi ad integrazione diretta è un metodo di analisi dinamica non lineare in cui le equazioni di equilibrio del movimento sono completamente integrate in quanto la struttura è soggetta a carico dinamico. L'analisi prevede l'integrazione di proprietà e comportamenti strutturali in una serie di fasi temporali piccole rispetto alla durata del carico.

Quindi, il primo step da fare per condurre l'analisi è quello di applicare all'elemento che si vuole studiare una forza di gravità. Per cui, prima di lanciare l'analisi dinamica non lineare, si deve far girare un'analisi statica non lineare, in cui viene applicata alla struttura il solo peso proprio.

Infatti, come "Initial Conditions" è stata spuntata la casella "Continue from State at End of Nonlinear Case" con il peso proprio dell'edificio "Ntot".

4.4 Risultati

Dopo aver fatto girare tutte le time – history generate, si è posta l’attenzione sugli spostamenti che tale oscillatore semplice subisce sia nel caso del DBE sia nel caso del MCE.

Questo studio è stato fatto proprio per confrontare tali risultati con quelli ottenuti tramite il procedimento iterativo, descritto nel precedente capitolo 4.2, ma anche per verificare il modello semplificato e i parametri del sistema di isolamento.

Si riportano di seguito le due tabelle riassuntive con i risultati delle analisi, rispettivamente per il DBE e per l’MCE.

Alla fine di ogni tabella è stato riportato lo spostamento medio delle sette analisi e questo poi verrà confrontato con quello ottenuto tramite il procedimento iterativo. Nel caso in cui si avesse considerato solo tre accelerogrammi, allora lo spostamento finale sarebbe stato il massimo delle tre time – history.

Spostamenti ADNL DBE							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U2 [m]	U3 [m]	Umax (U2) [m]	Umax (U3) [m]
3	ADNL DBE 1	NonDirHist	Max	0,030899	0,034752	0,039435	0,035474
			Min	-0,039435	-0,035474		
3	ADNL DBE 2	NonDirHist	Max	0,041889	0,035338	0,041889	0,047968
			Min	-0,032345	-0,047968		
3	ADNL DBE 3	NonDirHist	Max	0,043476	0,038615	0,043476	0,038615
			Min	-0,037683	-0,027573		
3	ADNL DBE 4	NonDirHist	Max	0,039523	0,038115	0,042913	0,045906
			Min	-0,042913	-0,045906		
3	ADNL DBE 5	NonDirHist	Max	0,028324	0,026665	0,040564	0,029698
			Min	-0,040564	-0,029698		
3	ADNL DBE 6	NonDirHist	Max	0,033598	0,037546	0,052061	0,038749
			Min	-0,052061	-0,038749		
3	ADNL DBE 7	NonDirHist	Max	0,04092	0,053655	0,04092	0,053655
			Min	-0,037575	-0,037571		
						U2 medio [m]	U3 medio [m]
						0,043	0,041

Tab. 4.5_Risultati delle time-history con accelerogrammi artificiali compatibili con lo spettro DBE di progetto

Lo spostamento medio al DBE, ottenuto dalle analisi dinamiche non lineari, è all’incirca pari a $U_{\text{medio}} = 0.042$ metri, questo risulta essere all’incirca uguale a

quello determinato dal procedimento iterativo con i parametri del sistema di isolamento nominali, cioè, raggio $R = 5$ metri e coefficiente di attrito, $\mu = 4.2\%$. Infatti, dal procedimento iterativo lo spostamento ottenuto risulta essere pari a $U_{\text{iterativo}} = 0.045$ metri, per cui c'è una corrispondenza tra i due risultati.

Spostamenti ADNL MCE																																																																																				
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U2 [m]	U3 [m]	Umax (U2) [m]	Umax (U3) [m]																																																																													
3	ADNL MCE 1	NonDirHist	Max	0,112323	0,086359	0,112323	0,103118																																																																													
			Min	-0,096757	-0,103118			3	ADNL MCE 2	NonDirHist	Max	0,091738	0,101094	0,104423	0,114595	Min	-0,104423	-0,114595	3	ADNL MCE 3	NonDirHist	Max	0,109509	0,114587	0,109509	0,114587	Min	-0,101145	-0,111337	3	ADNL MCE 4	NonDirHist	Max	0,123445	0,111231	0,123445	0,12281	Min	-0,109278	-0,12281	3	ADNL MCE 5	NonDirHist	Max	0,082021	0,062212	0,11736	0,097457	Min	-0,11736	-0,097457	3	ADNL MCE 6	NonDirHist	Max	0,126623	0,100683	0,126623	0,112415	Min	-0,11675	-0,112415	3	ADNL MCE 7	NonDirHist	Max	0,090148	0,120978	0,090948	0,120978	Min	-0,090948	-0,088139							U2 medio [m]	U3 medio [m]			
3	ADNL MCE 2	NonDirHist	Max	0,091738	0,101094	0,104423	0,114595																																																																													
			Min	-0,104423	-0,114595			3	ADNL MCE 3	NonDirHist	Max	0,109509	0,114587	0,109509	0,114587	Min	-0,101145	-0,111337	3	ADNL MCE 4	NonDirHist	Max	0,123445	0,111231	0,123445	0,12281	Min	-0,109278	-0,12281	3	ADNL MCE 5	NonDirHist	Max	0,082021	0,062212	0,11736	0,097457	Min	-0,11736	-0,097457	3	ADNL MCE 6	NonDirHist	Max	0,126623	0,100683	0,126623	0,112415	Min	-0,11675	-0,112415	3	ADNL MCE 7	NonDirHist	Max	0,090148	0,120978	0,090948	0,120978	Min	-0,090948	-0,088139							U2 medio [m]	U3 medio [m]							0,112	0,112						
3	ADNL MCE 3	NonDirHist	Max	0,109509	0,114587	0,109509	0,114587																																																																													
			Min	-0,101145	-0,111337			3	ADNL MCE 4	NonDirHist	Max	0,123445	0,111231	0,123445	0,12281	Min	-0,109278	-0,12281	3	ADNL MCE 5	NonDirHist	Max	0,082021	0,062212	0,11736	0,097457	Min	-0,11736	-0,097457	3	ADNL MCE 6	NonDirHist	Max	0,126623	0,100683	0,126623	0,112415	Min	-0,11675	-0,112415	3	ADNL MCE 7	NonDirHist	Max	0,090148	0,120978	0,090948	0,120978	Min	-0,090948	-0,088139							U2 medio [m]	U3 medio [m]							0,112	0,112																	
3	ADNL MCE 4	NonDirHist	Max	0,123445	0,111231	0,123445	0,12281																																																																													
			Min	-0,109278	-0,12281			3	ADNL MCE 5	NonDirHist	Max	0,082021	0,062212	0,11736	0,097457	Min	-0,11736	-0,097457	3	ADNL MCE 6	NonDirHist	Max	0,126623	0,100683	0,126623	0,112415	Min	-0,11675	-0,112415	3	ADNL MCE 7	NonDirHist	Max	0,090148	0,120978	0,090948	0,120978	Min	-0,090948	-0,088139							U2 medio [m]	U3 medio [m]							0,112	0,112																												
3	ADNL MCE 5	NonDirHist	Max	0,082021	0,062212	0,11736	0,097457																																																																													
			Min	-0,11736	-0,097457			3	ADNL MCE 6	NonDirHist	Max	0,126623	0,100683	0,126623	0,112415	Min	-0,11675	-0,112415	3	ADNL MCE 7	NonDirHist	Max	0,090148	0,120978	0,090948	0,120978	Min	-0,090948	-0,088139							U2 medio [m]	U3 medio [m]							0,112	0,112																																							
3	ADNL MCE 6	NonDirHist	Max	0,126623	0,100683	0,126623	0,112415																																																																													
			Min	-0,11675	-0,112415			3	ADNL MCE 7	NonDirHist	Max	0,090148	0,120978	0,090948	0,120978	Min	-0,090948	-0,088139							U2 medio [m]	U3 medio [m]							0,112	0,112																																																		
3	ADNL MCE 7	NonDirHist	Max	0,090148	0,120978	0,090948	0,120978																																																																													
			Min	-0,090948	-0,088139																																																																															
						U2 medio [m]	U3 medio [m]																																																																													
						0,112	0,112																																																																													

Tab. 4.6 Risultati delle time-history con accelerogrammi artificiali compatibili con lo spettro MCE di progetto

La stessa osservazione viene fatta anche per il caso MCE; in particolare, lo spostamento medio ottenuto dalle analisi dinamiche non lineari risulta essere pari a $U_{\text{medio}} = 0.112$ m, mentre, lo spostamento derivante dall'iterazione, sempre con i parametri nominali, risulta essere pari a $U_{\text{iterativo}} = 0.138$ metri.

Anche per questo secondo caso si ha una corrispondenza tra i due spostamenti.

5. Risultati delle analisi dinamiche non lineari degli eventi registrati

5.1. Eventi lontani dall'epicentro ma vicini all'edificio ospedaliero

Uno degli obiettivi di questo caso studio è quello di verificare il sistema di isolamento progettato per il Gunev Adana Seyhan State Hospital; in particolare, in questo capitolo si vuole determinare gli spostamenti che l'edificio ha subito a seguito dei principali eventi sismici che si sono susseguiti in Turchia il 6 Febbraio 2023.

Nel dettaglio, si condurrà un confronto tra gli spettri di risposta in accelerazione e spostamento previsti da progetto e quelli registrati dalle diverse stazioni di monitoraggio situate nei pressi dell'ospedale, in modo da cogliere in modo più significativo il reale comportamento della struttura.

Le registrazioni che sono state prese in considerazione sono quattro e fanno riferimento a quattro differenti eventi sismici che si sono verificati con diverse magnitudo. Questi segnali provengono da due stazioni situate vicino all'ospedale e sono la stazione numero 0118 e la stazione 0123.

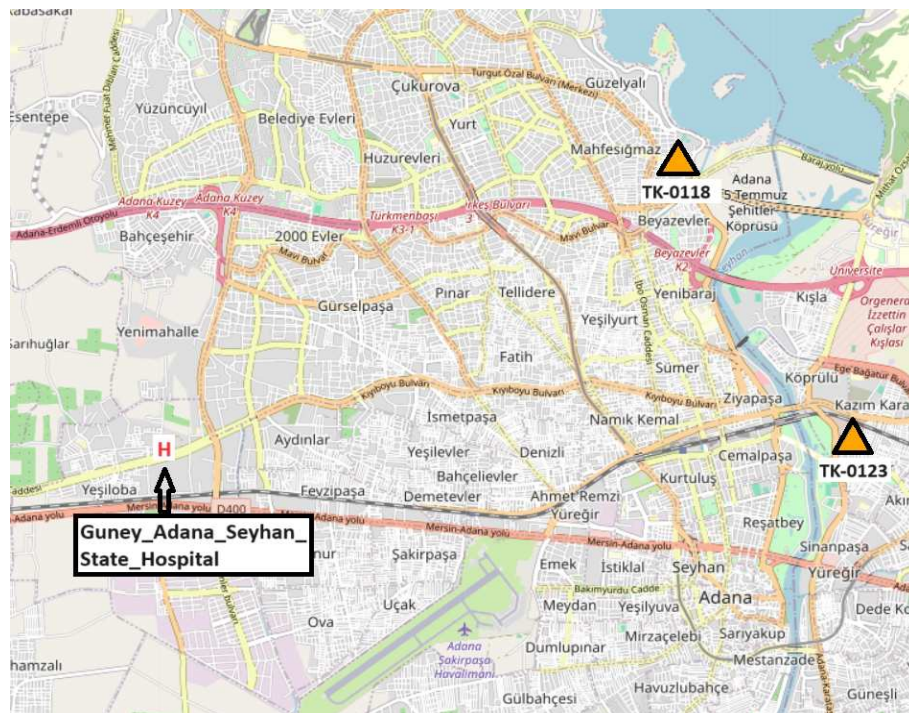


Fig. 5.1 Localizzazione delle stazioni considerate, TK0118 – TK 0123

Queste stazioni si trovano in prossimità dell'ospedale in esame ma allo stesso tempo risultano essere distanti dall'epicentro degli eventi sismici.

La stazione numero 0118 ha registrato i seguenti eventi sismici:

- Evento di 7.7 Mw, località Kahramanmaras_Pazarcik;
- Evento 7.6 Mw, località Kahramanmaras_Elbistan;
- Evento 6.6 Mw, località Gaziantep_Nurdagi;

La stazione numero 0123 ha registrato il seguente evento sismico:

- Evento 6.4 Mw, località Hatay_Yayladagi

Di seguito si riportano dei grafici riassuntivi in cui sono inseriti tutti gli spettri in accelerazione e in spostamento degli eventi sopra citati, riportando per ognuno le due componenti, Est – Ovest, Nord – Sud.

Inoltre, è presente lo spettro di progetto del caso DBE in accelerazione e in spostamento.

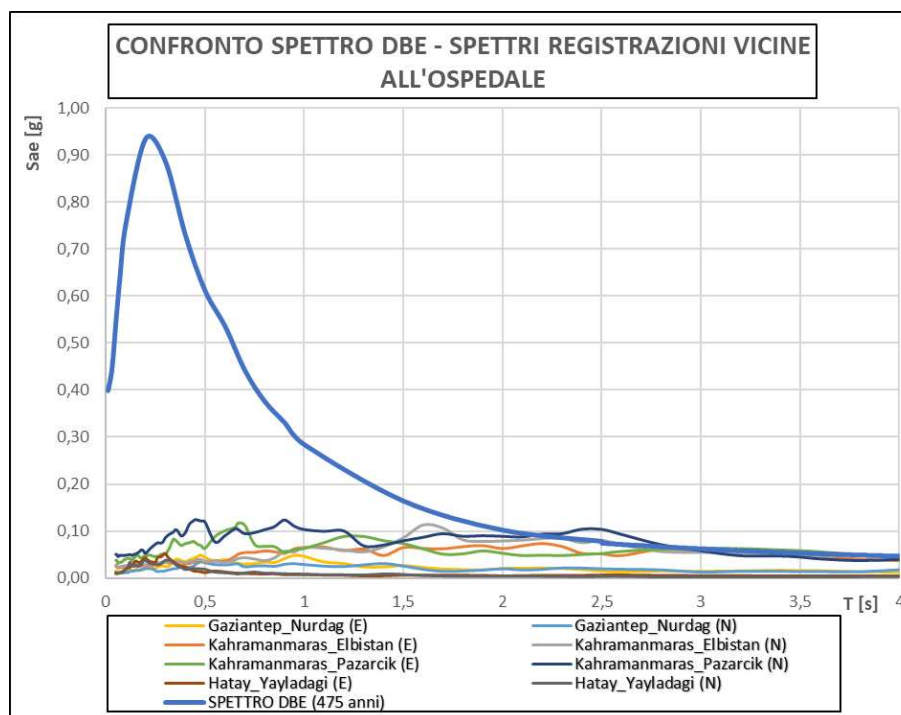


Fig. 5.2 Spettri in accelerazione degli eventi registrati dalle stazioni 0118 e 0123

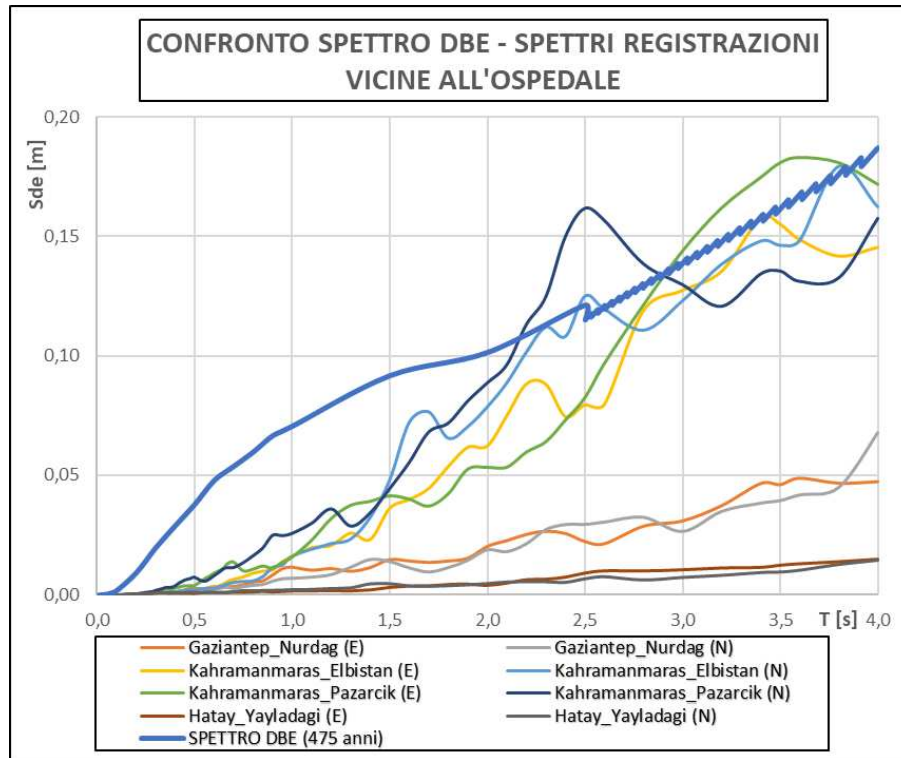


Fig. 5.3_ Spettri in spostamento degli eventi registrati dalle stazioni 0118 e 0123

Da questi primi grafici riepilogativi, si può subito notare la differenza di picco tra gli spettri di progetto e gli spettri dei sismi, inoltre, è evidente che tutte le registrazioni si collocano addirittura al di sotto dello spettro di progetto in DBE. Questo aspetto è dovuto sicuramente al fatto che entrambe le stazioni sono vicine all'edificio ospedaliero ma sono molto distanti dall'epicentro degli eventi sismici, all'incirca 200 km in linea d'aria e dunque, è sensato avere questo tipo di spettri.

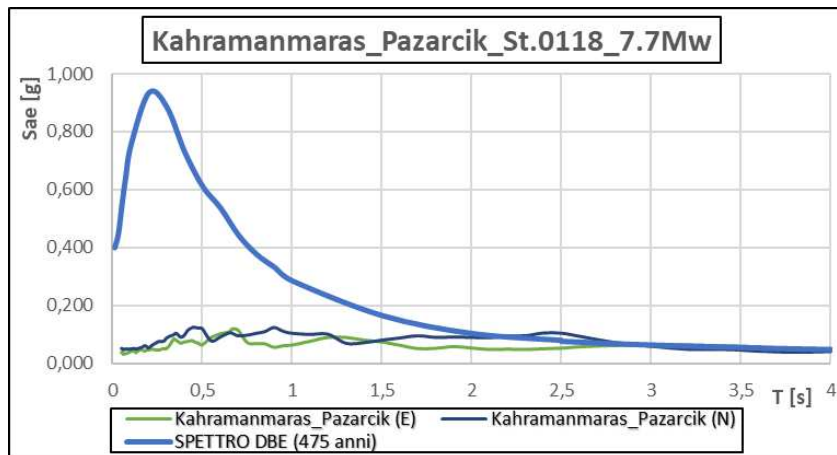


Fig. 5.4_ Spettro in accelerazione dell'evento sismico di intensità 7.7 Mw

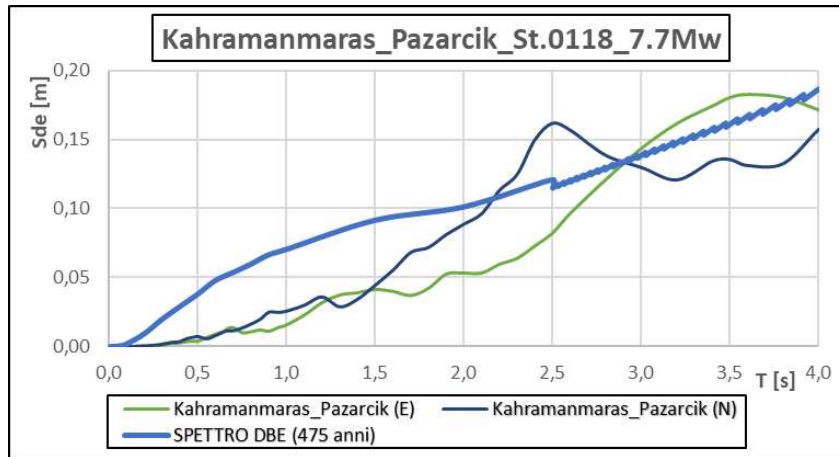


Fig. 5.5_Spettro in spostamento del sisma di intensità 7.7 Mw

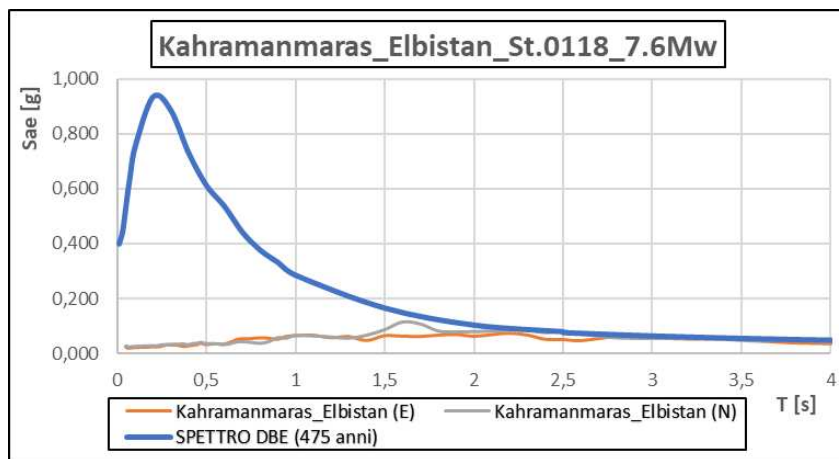


Fig. 5.6_Spettro in accelerazione del sisma di intensità 7.6 Mw

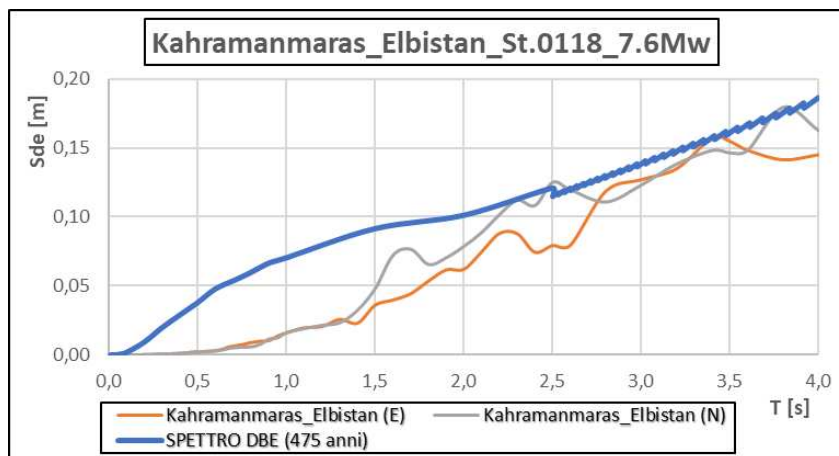


Fig. 5.7_Spettro in spostamento del sisma di intensità 7.6 Mw

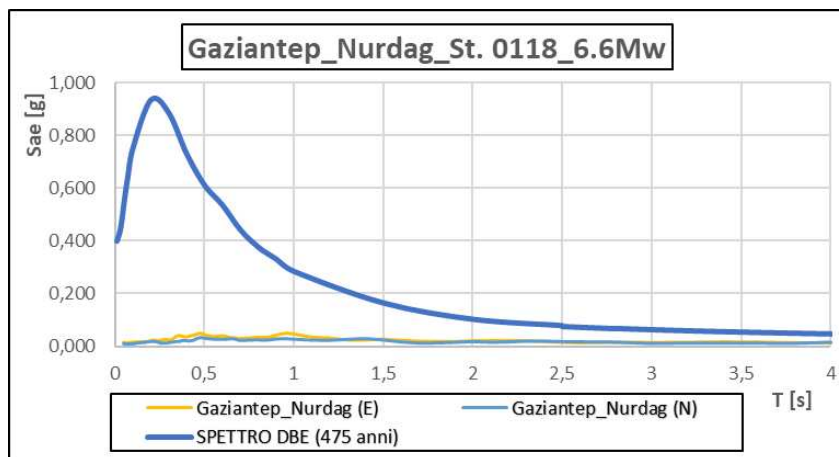


Fig. 5.8_Spettro in accelerazione del sisma di intensità 6.6 Mw

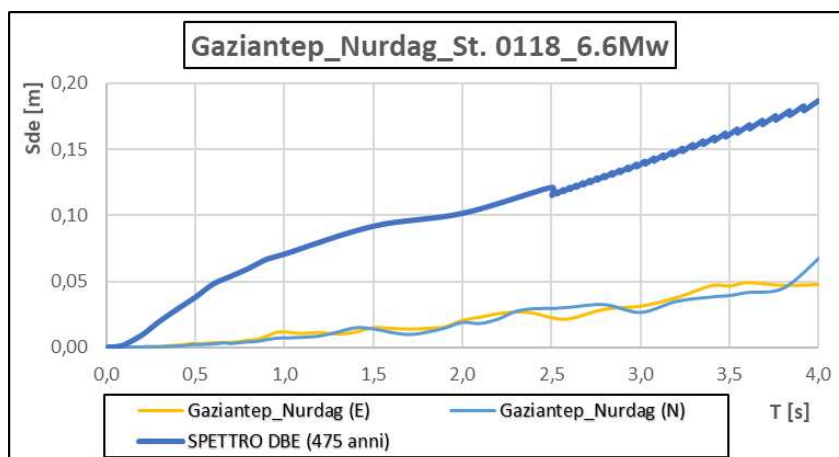


Fig. 5.9_Spettro in spostamento del sisma di intensità 6.6 Mw

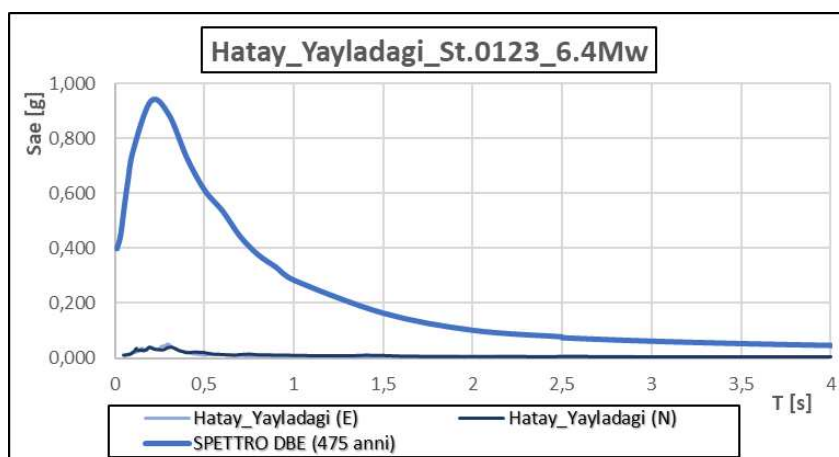


Fig. 5.10_Spettro in accelerazione del sisma di intensità 6.4 Mw

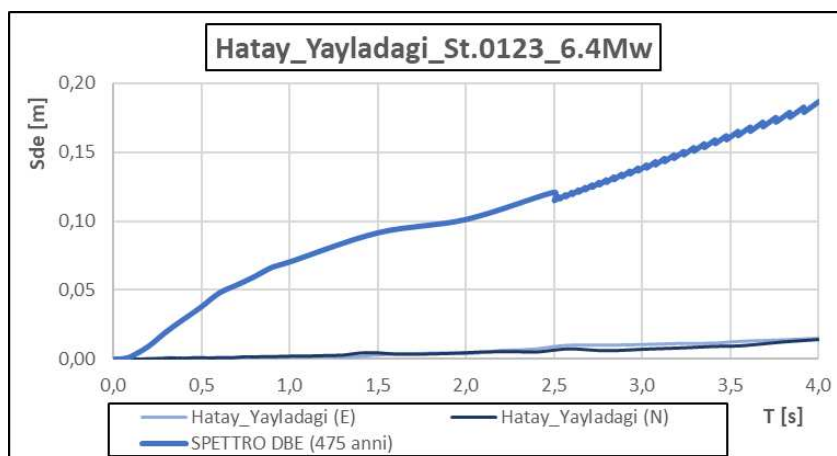


Fig. 5.11 Spettro in spostamento del sisma di intensità 6.4 Mw

I grafici sopra riportati sono suddivisi per eventi in modo da far emergere meglio quanto detto precedentemente.

Dopo aver estrapolato gli spettri in accelerazione e in spostamento, sono stati ricavati i rispettivi accelerogrammi con i quali sono state effettuate le analisi dinamiche non lineari nel software SAP2000.

Il procedimento che si è seguito per effettuare le time – history è lo stesso che è stato utilizzato con gli accelerogrammi artificiali prodotti da SIMQKE.

5.1.1 Risultati

OUTPUT ADNL (Stazioni lontane dall'epicentro)					
Link	OutputCase	CaseType	StepType	U2 [m]	U3 [m]
14	ADNL 7.7	NonDirHist	Max	0,008373	0,001734
			Min	-0,00144	-0,01865
14	ADNL 7.6	NonDirHist	Max	0,001175	0,001725
			Min	-0,00161	-0,00088
14	ADNL 6.6	NonDirHist	Max	0,001176	0,000501
			Min	-0,00098	-0,00042
14	ADNL 6.4	NonDirHist	Max	0,001025	0,001216
			Min	-0,00171	-0,00115

Tab. 5.1 Spostamenti ottenuti dalle time – history delle stazioni situate in prossimità dell'ospedale

Nella tabella sopra riportata sono presenti gli spostamenti nelle due direzioni X (U2) e Y (U3) dell'isolatore. Si può notare come, per la poca intensità dell'evento sismico ricevuta, il sistema di isolamento ha un picco massimo di spostamento pari a 0.84 cm in direzione X e 1.8 cm in direzione Y.

Lo spostamento registrato risulta essere molto basso e dunque si può dire che l'edificio è come se si fosse comportato a base fissa. Come già detto precedentemente, questi risultati sono giustificati dal fatto che l'edificio in esame si trova ad una distanza molto elevata dall'epicentro, circa 200 km.

Un altro fattore importante da considerare è la non linearità del sistema di isolamento; infatti, a causa di ciò, gli spostamenti ottenuti del sistema sono inferiori a quelli attesi dallo spettro in spostamento poiché parte dell'energia viene dissipata dal ciclo isteretico.

Nel caso di rigidità lineare equivalente del sistema di isolamento si otterrebbero spostamenti maggiori, paragonabili a quelli visti nello spettro di progetto.

Da questi risultati si può dire che il sistema di isolamento a malapena si è attivato e l'edificio si è comportato a base fissa.

Uno dei problemi degli edifici isolati alla base in caso di evento sismico, quando il sistema di isolamento non si attiva, è l'accelerazione che passa in sovrastruttura; per questo motivo, nel corso delle analisi, è stata presa in considerazione l'accelerazione relativa per verificare che questa non fosse troppo elevata, così da non causare problemi ai macchinari presenti all'interno della struttura.

Joint Accelerations - Relative							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	a (U2) [m/s ²]	a (U2) [g]	a (U3) [m/s ²]	a (U3) [g]
3	ADNL 7.7	NonDirHist	Max	0,38122	0,03886	0,44417	0,045277
			Min	-0,36652	-0,03736	-0,44158	-0,04501
3	ADNL 7.6	NonDirHist	Max	0,26429	0,026941	0,25928	0,02643
			Min	-0,28459	-0,02901	-0,25611	-0,02611
3	ADNL 6.6	NonDirHist	Max	0,39721	0,04049	0,13378	0,013637
			Min	-0,38619	-0,03937	-0,14427	-0,01471
3	ADNL 6.4	NonDirHist	Max	0,43525	0,044368	0,42103	0,042918
			Min	-0,4499	-0,04586	-0,44185	-0,04504

Tab. 5.2_ Accelerazioni in sovrastruttura ottenuti dalle time – history delle stazioni situate in prossimità dell'ospedale

Come si può vedere dalla tabella, le accelerazioni che si sono trasmesse alla sovrastruttura sono molto basse e dunque, accettabili. Per questo motivo si può dire che il sistema di isolamento globalmente si è comportato in modo ottimale nei confronti di questi eventi sismici.

Di seguito si riportano i cicli di isteresi compiuti dal sistema di isolamento, nella direzione X (U2) e nella direzione Y (U3).

Nell'asse X viene riportato lo spostamento, mentre nell'asse Y viene riportata la forza, ossia, il taglio alla base che il sistema trasferisce in fondazione.

La forma del grafico dipende da diversi fattori, quali lo sforzo normale agente sull'elemento, il coefficiente di attrito e il raggio di curvatura dell'isolatore; infine, l'area totale del ciclo descritto rappresenta l'energia dissipata dal sistema di isolamento.

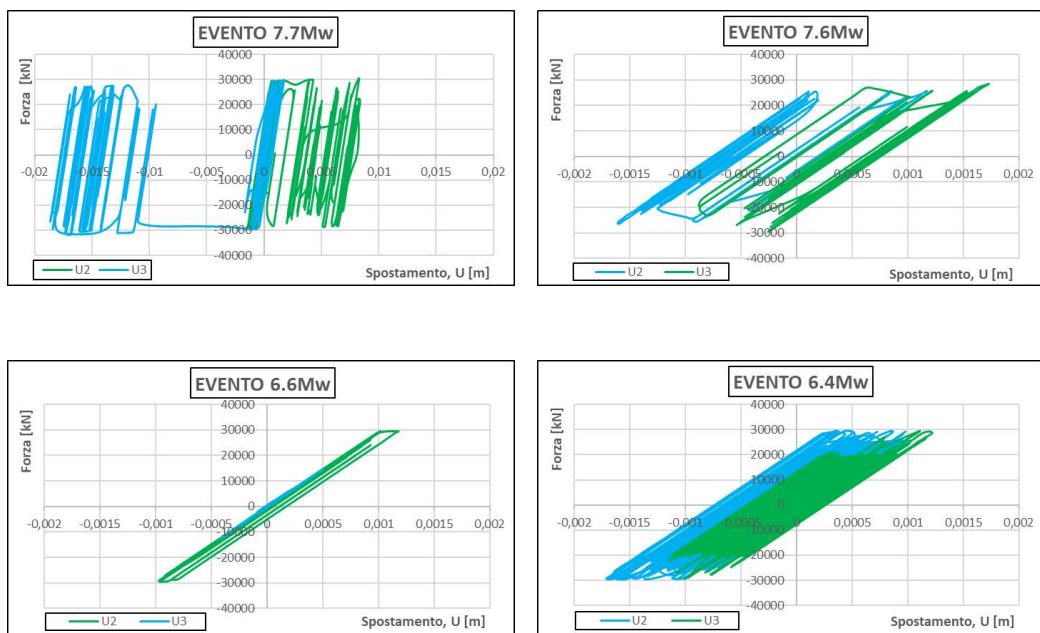


Fig. 5.12_Cicli di isteresi dell'isolatore a causa degli eventi sismici analizzati

5.2 Evento 7.5Mw

Nel capitolo precedente si è analizzato il comportamento dell'edificio ospedaliero utilizzando le registrazioni degli eventi sismici, di diversa magnitudo, delle stazioni situate vicino alla struttura che si sono verificati il 6 febbraio 2023 in Turchia.

Essendo stazioni molto lontane dall'epicentro, gli spostamenti ottenuti sono stati molto limitati e non è stato possibile verificare l'efficacia globale del sistema di isolamento. Per questo motivo, si è voluto studiare il comportamento del sistema andando ad utilizzare le registrazioni, relative all'evento sismico di magnitudo 7.5, delle stazioni situate vicino all'epicentro, ma lontane dell'ospedale.

Precisamente, è stato ipotizzato che l'epicentro del sisma di intensità 7.5Mw coincide con la posizione dell'ospedale.

Nella figura successiva si riportano tutte le stazioni che sono state prese in considerazione, in particolare:

- TK4612
- TK4406
- TK4412
- TK3802
- TK0213
- TK0205
- TK4617
- TK4620
- TK4624
- TK8003

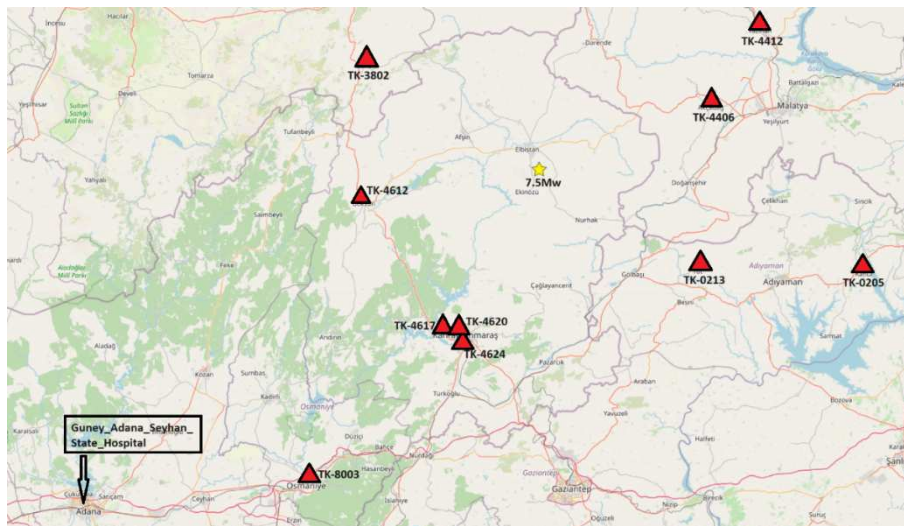


Fig. 5.13_ Stazioni considerate per l'evento sismico di intensità 7.5Mw

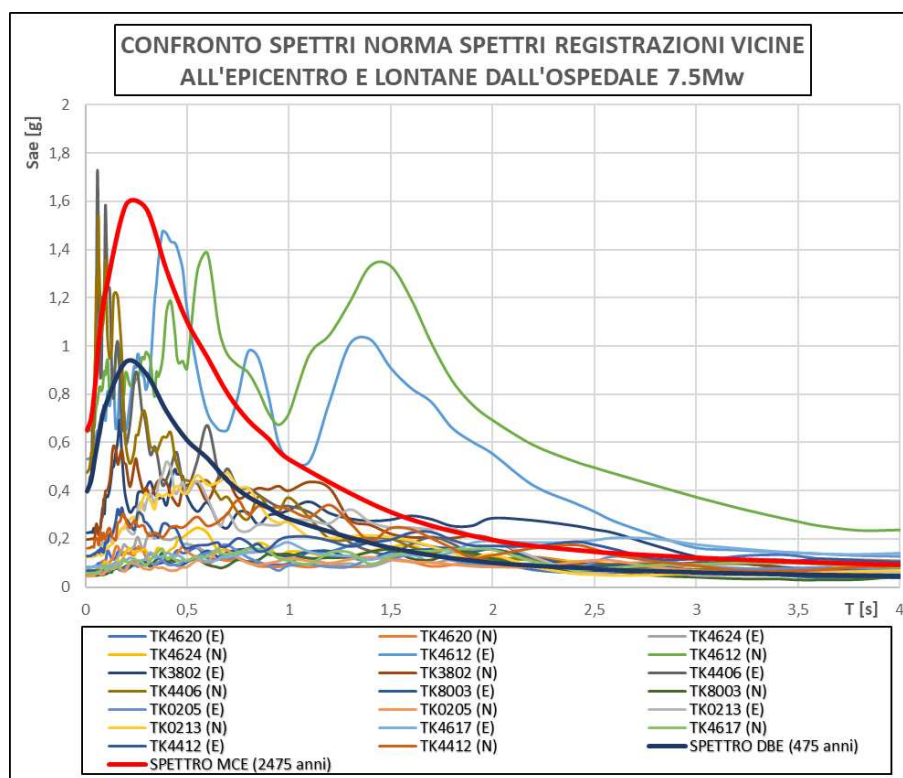


Fig. 5.14_ Confronto degli spettri da norma in accelerazione con gli spettri in accelerazione delle registrazioni delle stazioni vicine all'epicentro, 7.5 Mw

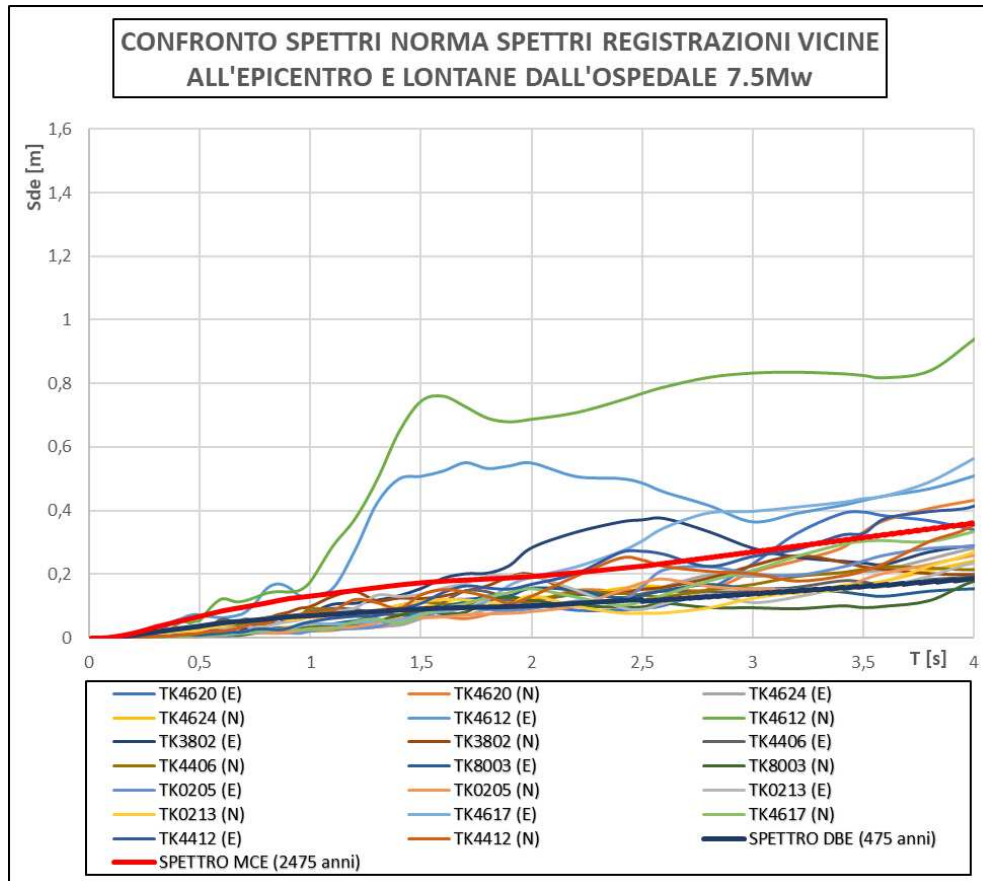


Fig. 5.15_ Confronto degli spettri da norma in spostamento con gli spettri in spostamento delle registrazioni delle stazioni vicine all'epicentro, 7.5 Mw

Nel primo grafico sono inseriti sia tutti gli spettri in accelerazione dei segnali registrati dalle stazioni sia gli spettri in accelerazione di progetto, in particolare lo spettro DBE e lo spettro MCE. Lo stesso è stato fatto nel secondo grafico, in cui sono riportati gli spettri in spostamento dei segnali registrati e gli spettri in spostamento di progetto.

Nel dettaglio, è possibile notare come quasi tutti i segnali delle stazioni si collocano tra lo spettro DBE e lo spettro MCE, eccetto il segnale della stazione TK4612, il quale verrà approfondito di seguito.

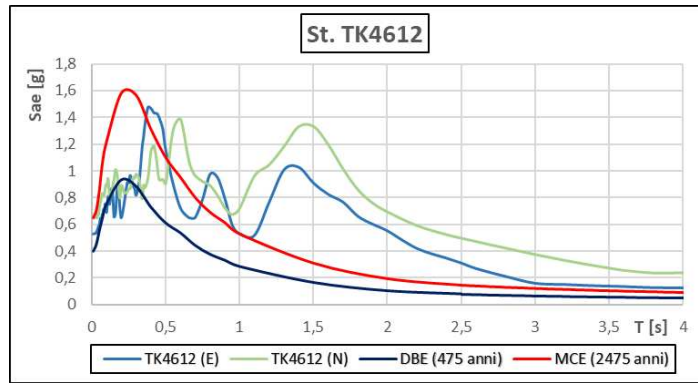


Fig. 5.16 Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4612

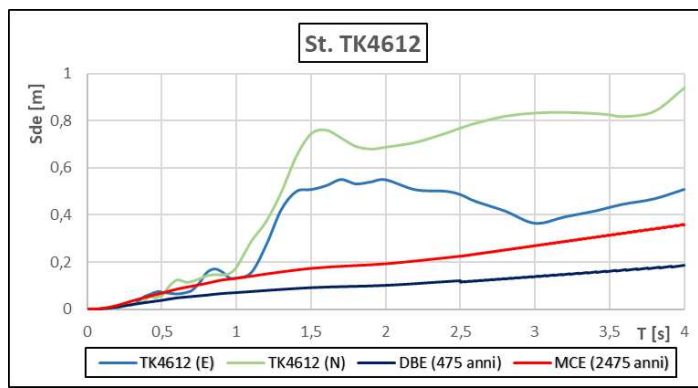


Fig. 5.17 Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4612

Come detto precedentemente, il segnale della stazione TK4612 si differenzia da tutti gli altri e si posiziona nettamente al di sopra dei due spettri di progetto, sia del DBE sia dell'MCE.

Nello spettro in spostamento, a circa 1 secondo si nota un picco e da questo si può dire che questo segnale è di tipo impulsivo.

Si parla di terremoti "near - fault" quando il segnale registrato dell'evento sismico è di natura fortemente impulsiva e questi possono generarsi in condizioni particolari di vicinanza alla faglia.

Un terremoto impulsivo è caratterizzato da onde con ampiezze maggiori nella direzione di propagazione della rottura della faglia.

Questi tipi di eventi sismici si verificano quando, lungo la direzione di propagazione della rottura della faglia, la velocità di rottura è simile a quella di propagazione delle onde di taglio che tendono così a sommare i propri effetti determinando l'amplificazione dell'impulso.

Affinché si produca un impulso, rivestono un ruolo importante diversi fatti, come la direzionalità del fenomeno di rottura e la distanza dall'epicentro; quest'ultima, se risulta essere elevata, tende ad attenuare tale fenomeno.

In questo caso la stazione TK4612 si trova molto vicina all'epicentro e per questo motivo è sensato affermare che il segnale registrato sia di carattere impulsivo.

Lo scopo principale in questo paragrafo è quello di verificare l'efficacia del sistema di isolamento, per cui si è posta l'attenzione solo sui segnali che si trovavano al di sotto dello spettro all'MCE ma al di sopra dello spettro al DBE, escludendo dunque la stazione TK4612.

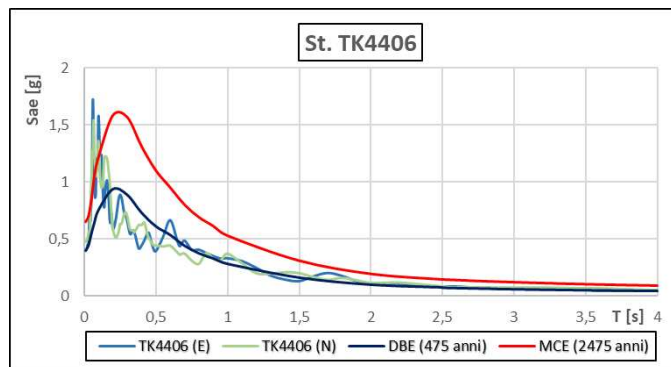


Fig. 5.18_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4406

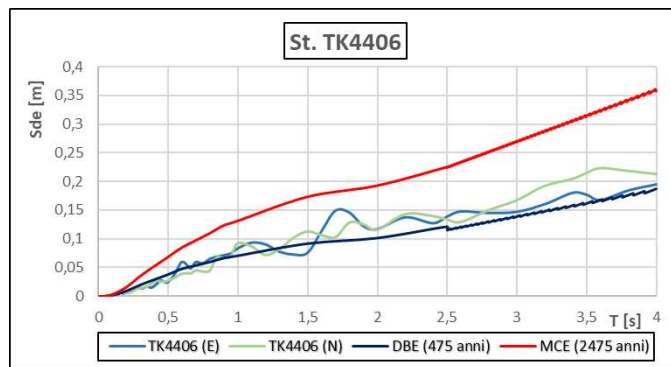


Fig. 5.19_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4406

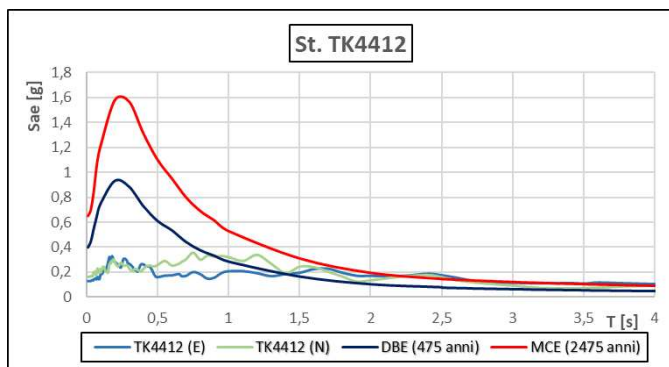


Fig. 5.20_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4412

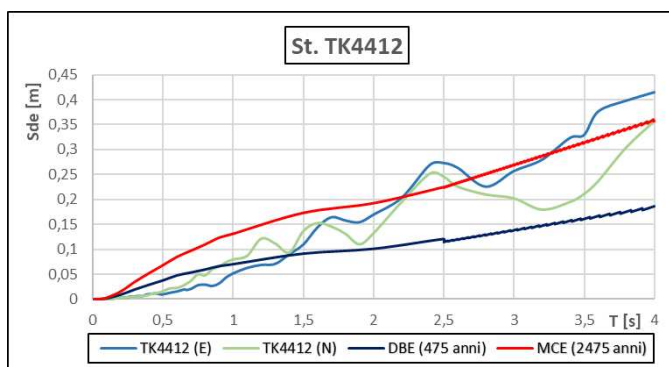


Fig. 5.21_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4412

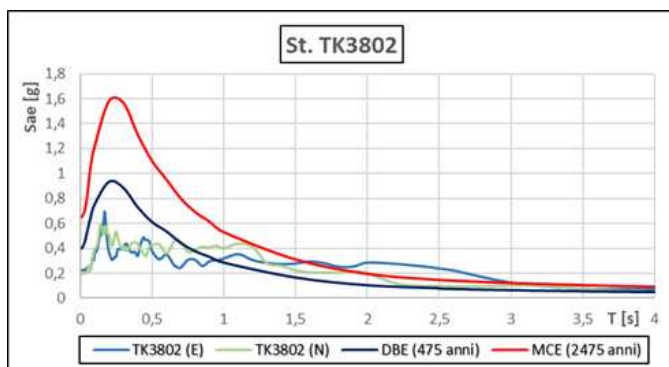


Fig. 5.22_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK3802

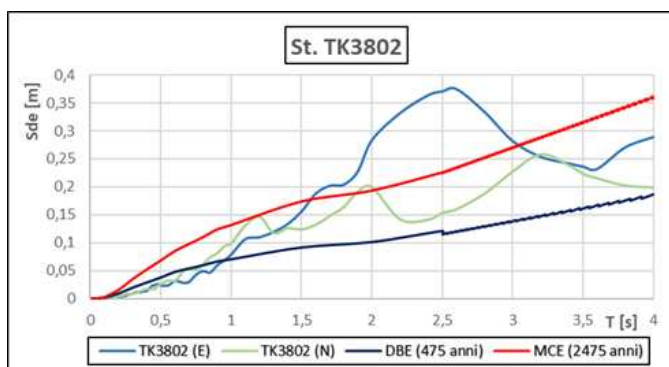


Fig. 5.23_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK3802

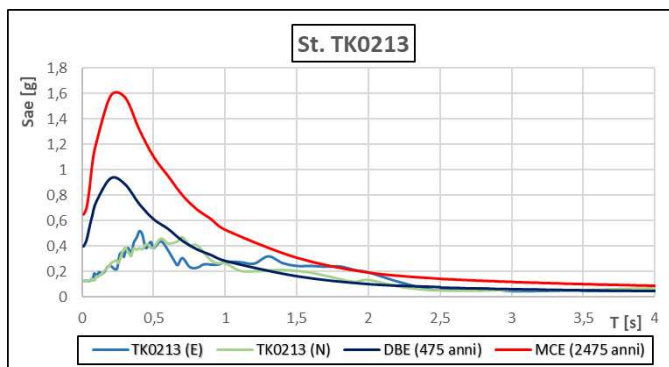


Fig. 5.24_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK0213

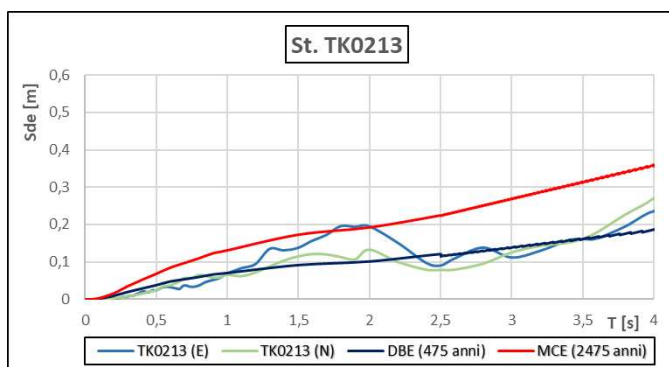


Fig. 5.25_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK0213

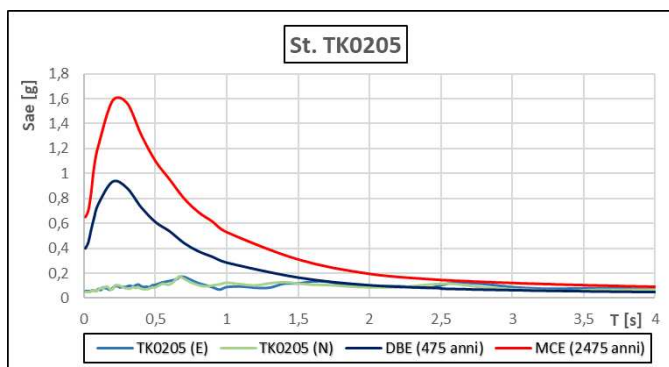


Fig. 5.26_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK0205

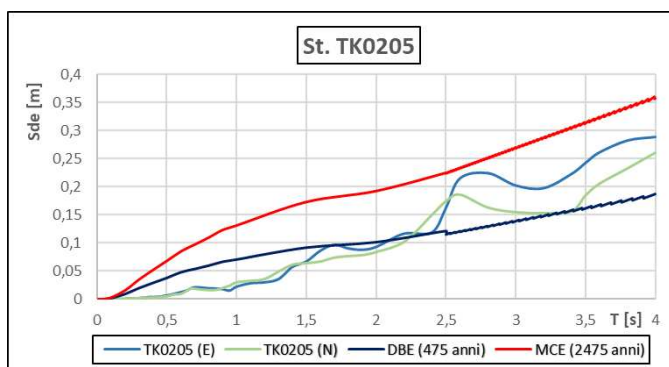


Fig. 5.27_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK0205

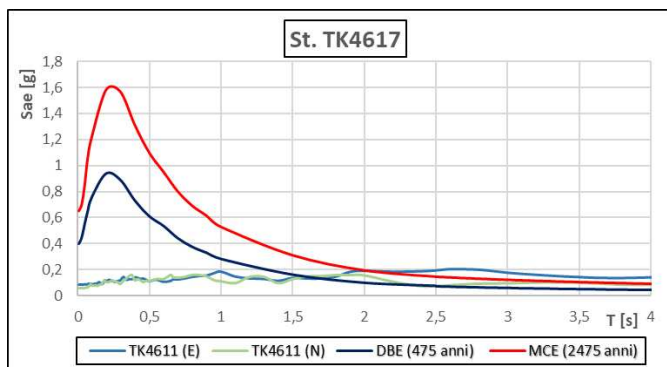


Fig. 5.28_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4617

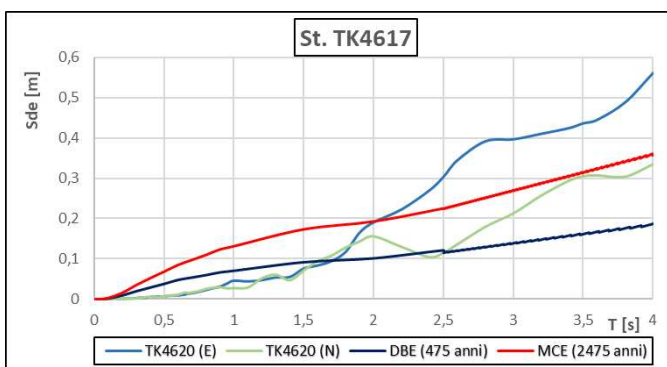


Fig. 5.29_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4617

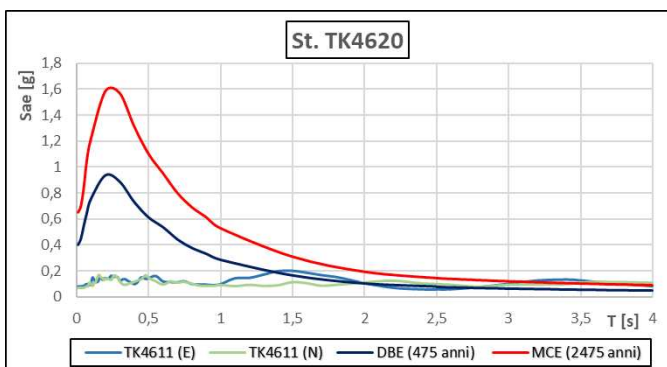


Fig. 5.30_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4620

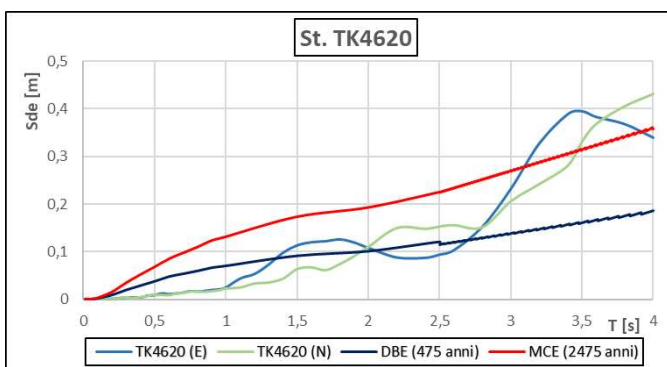


Fig. 5.31_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4620

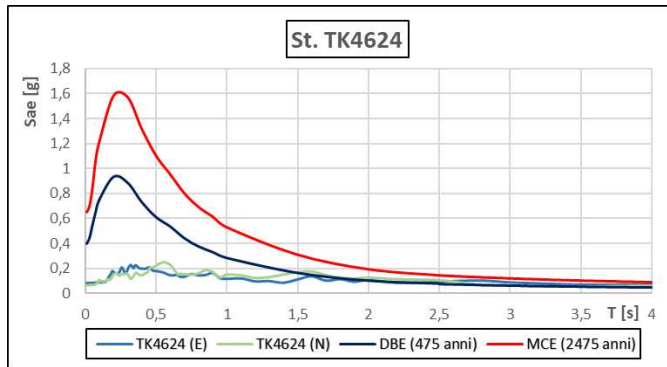


Fig. 5.32_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4624

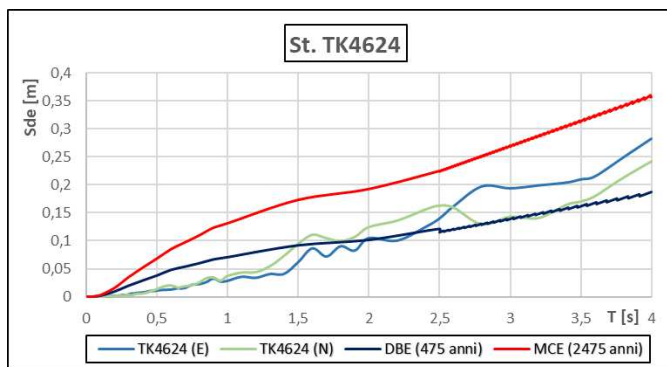


Fig. 5.33_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK4624

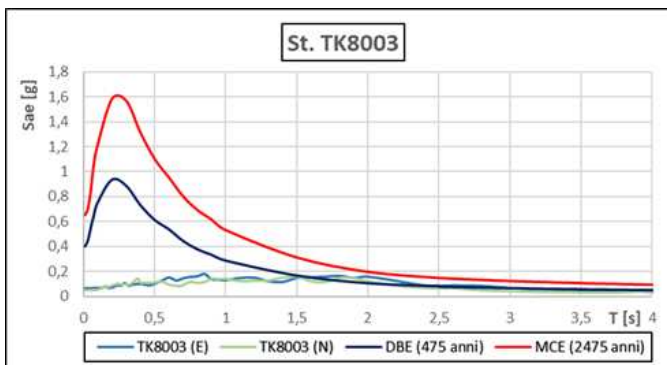


Fig. 5.34_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK8003

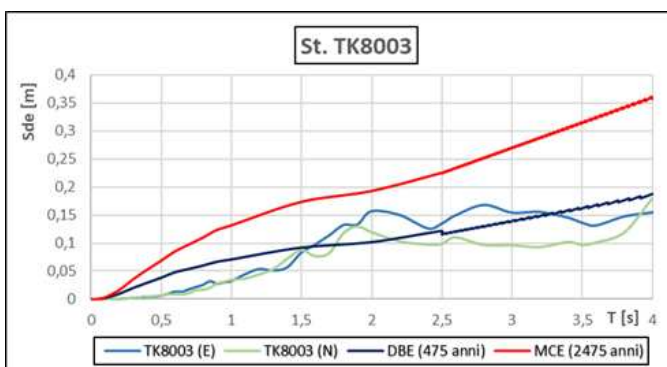


Fig. 5.35_Spettri in spostamento del segnale della stazione TK8003

5.2.1 Risultati

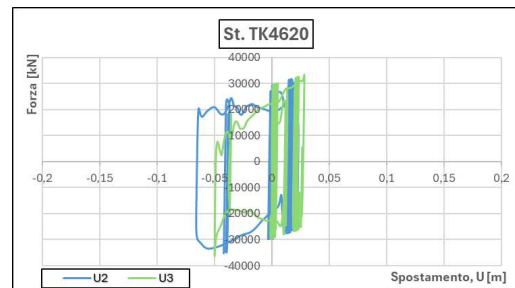
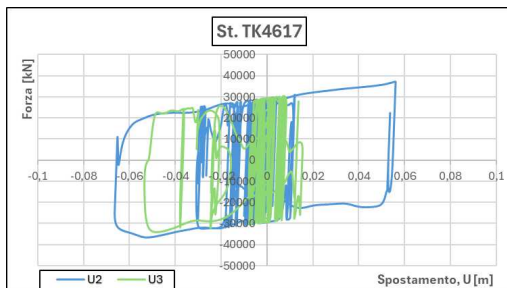
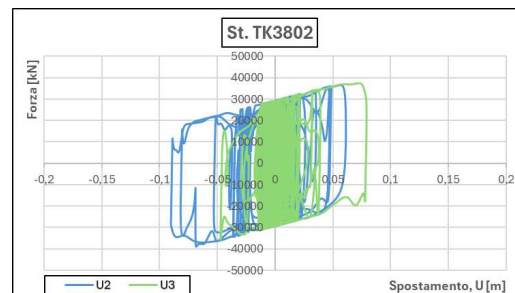
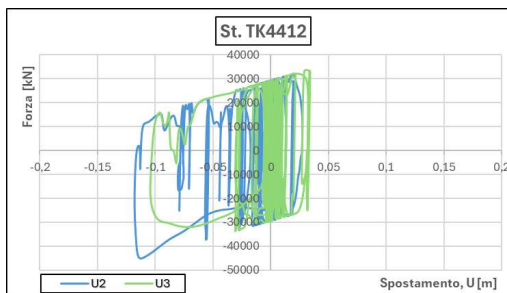
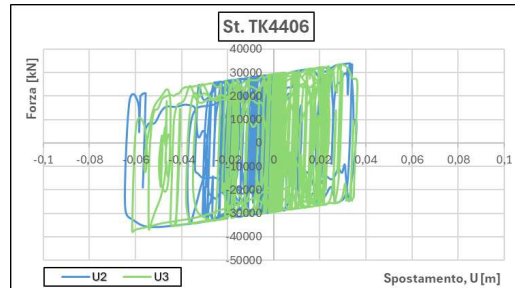
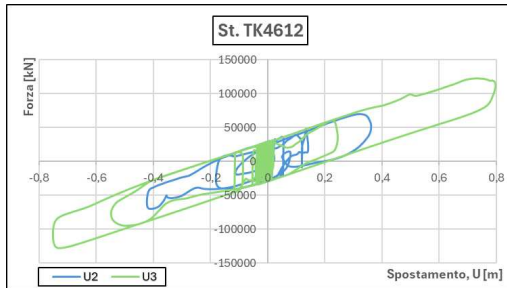
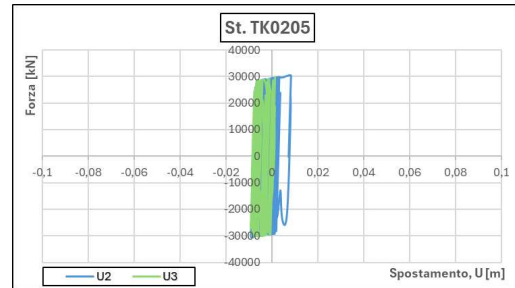
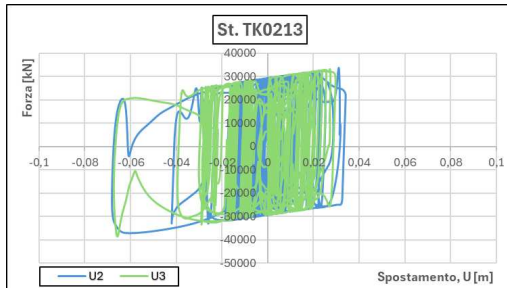
Joint Displacements ADNL Evento 7,5Mw							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U2 [m]	U3 [m]	Umax U2 [m]	Umax U3 [m]
3	ADNL 4612	NonDirHist	Max	0,361958	0,797274	0,422816	0,797274
			Min	-0,42282	-0,7517		
3	ADNL 4406	NonDirHist	Max	0,035896	0,036277	0,064623	0,061453
			Min	-0,06462	-0,06145		
3	ADNL 4412	NonDirHist	Max	0,02734	0,034052	0,117972	0,104348
			Min	-0,11797	-0,10435		
3	ADNL 3802	NonDirHist	Max	0,061311	0,079223	0,090129	0,079223
			Min	-0,09013	-0,04726		
3	ADNL 0213	NonDirHist	Max	0,034093	0,029675	0,068137	0,067316
			Min	-0,06814	-0,06732		
3	ADNL 0205	NonDirHist	Max	0,008366	0,001415	0,009104	0,009185
			Min	-0,0091	-0,00919		
3	ADNL 4617	NonDirHist	Max	0,05607	0,015473	0,066444	0,053469
			Min	-0,06644	-0,05347		
3	ADNL 4620	NonDirHist	Max	0,023269	0,028414	0,065869	0,0498
			Min	-0,06587	-0,0498		
3	ADNL 4624	NonDirHist	Max	0,016241	0,016203	0,036637	0,024286
			Min	-0,03664	-0,02429		
3	ADNL 8003	NonDirHist	Max	0,031153	0,013331	0,031153	0,013331
			Min	-0,00213	-0,00747		
						Umedio [m]	
						0,052	0,042

Tab. 5.3_Spostamenti ottenuti dalle time – history delle stazioni considerate per l'evento 7.5 Mw

Di seguito si riportano i cicli di isteresi compiuti dal sistema di isolamento, nella direzione X (U2) e nella direzione Y (U3), come fatto in precedenza nel precedente paragrafo.

Nell'asse X viene riportato lo spostamento, mentre nell'asse Y viene riportata la forza, ossia, il taglio alla base che il sistema trasferisce in fondazione.

La forma del grafico dipende da diversi fattori, quali lo sforzo normale agente sull'elemento, il coefficiente di attrito e il raggio di curvatura dell'isolatore; infine, l'area totale del ciclo descritto rappresenta l'energia dissipata dal sistema di isolamento.



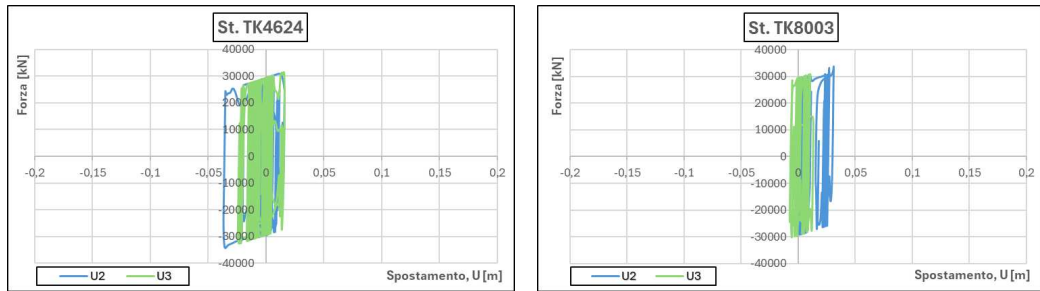


Fig. 5.36_Cicli di isteresi dell'isolatore a causa dell'evento di intensità 7.5 Mw

5.3 Evento 7.8Mw

Nel precedente paragrafo, considerando l'evento di intensità 7.5 Mw è stato possibile analizzare l'efficacia del sistema di isolamento; dai risultati ottenuti è emerso un risultato positivo, in quanto, gli spostamenti massimi ottenuti rientrano nel range stabilito da progetto, non superando mai 23.5 cm, che è la capacità massima del sistema.

Oltre all'evento di intensità 7.5Mw, per testare in modo completo il sistema di isolamento, si è preso in considerazione anche il sisma di magnitudo 7.8Mw, il massimo registrato, facendo sempre l'ipotesi che l'edificio ospedaliero coincida con l'epicentro dell'evento sismico. Le stazioni considerate sono situate vicino all'epicentro e si distribuiscono principalmente lungo la faglia principale, per cui i segnali registrati sono molto importanti.

Di seguito si riportano tutte le stazioni considerate, le quali verranno poi rappresentate nella mappa globale, in modo da visualizzare meglio la loro localizzazione rispetto sia all'edificio ospedaliero sia all'epicentro.

- TKNAR
- TK4615
- KOKHMN
- TK4632
- TK2712

- TK2708
- TK2718
- TK2715
- TK3145
- TK3139

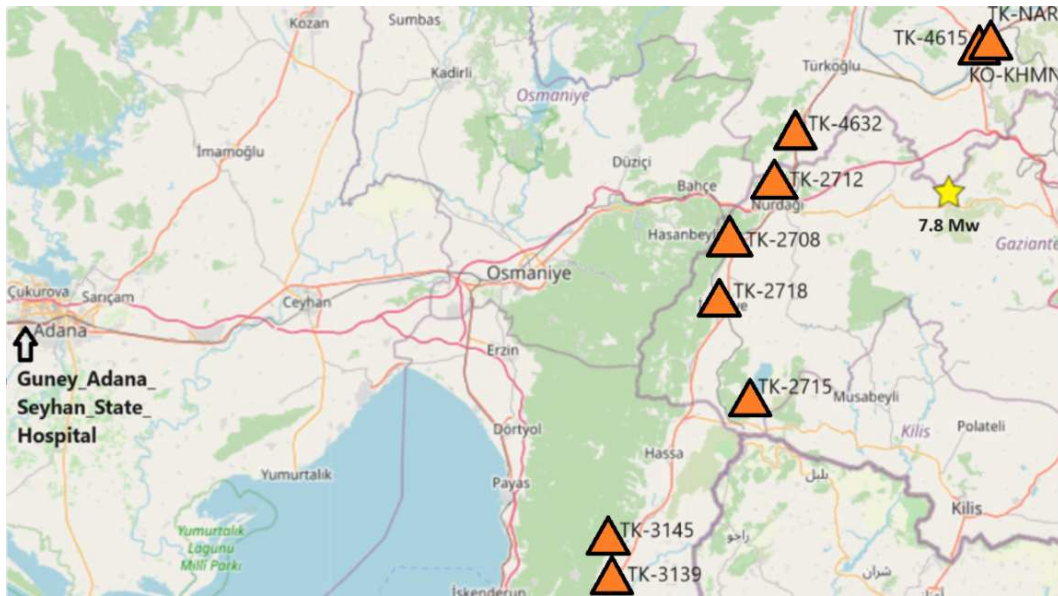


Fig. 5.37_ Stazioni considerate per l'evento sismico di intensità 7.8 Mw

Gli spettri di questi segnali considerati, sia quelli in accelerazione sia quelli in spostamento, sono stati confrontati soltanto con lo spettro di progetto all'MCE, essendo di intensità molto elevata.

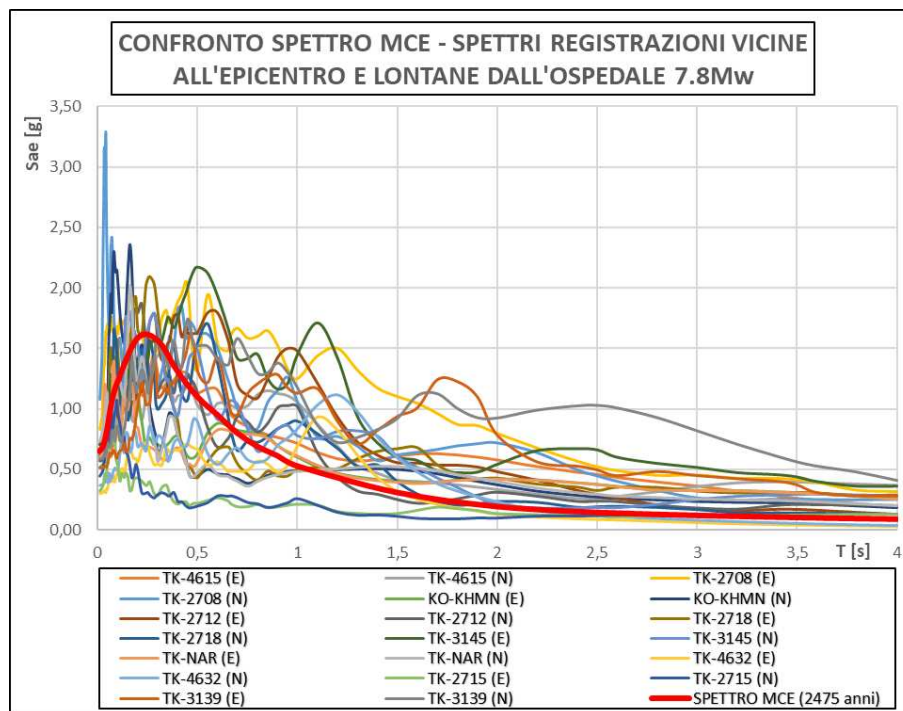


Fig. 5.38_Confronto degli spettri da norma in accelerazione con gli spettri in accelerazione delle registrazioni delle stazioni vicine all'epicentro, 7.8 Mw

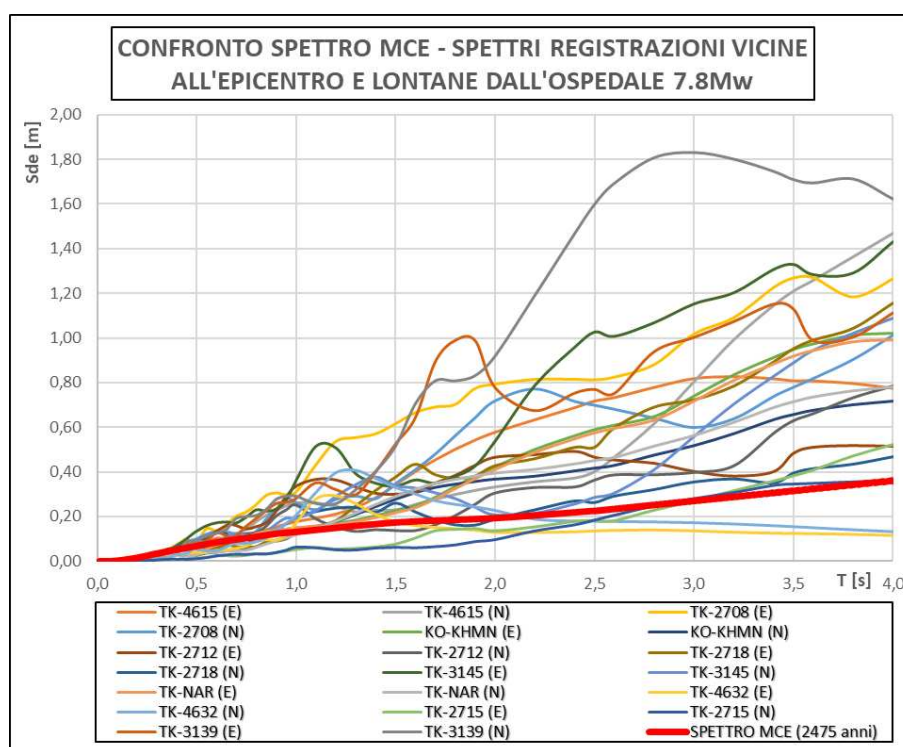


Fig. 5.39_Confronto degli spettri da norma in spostamento con gli spettri in spostamento delle registrazioni delle stazioni vicine all'epicentro, 7.8 Mw

Per riuscire a distinguere e a capire meglio come i vari segnali si collocano rispetto allo spettro di progetto all'MCE, si riportano dei grafici in cui si distinguono, per ogni stazione considerata, le due direzioni, Est – Ovest e Nord – Sud.

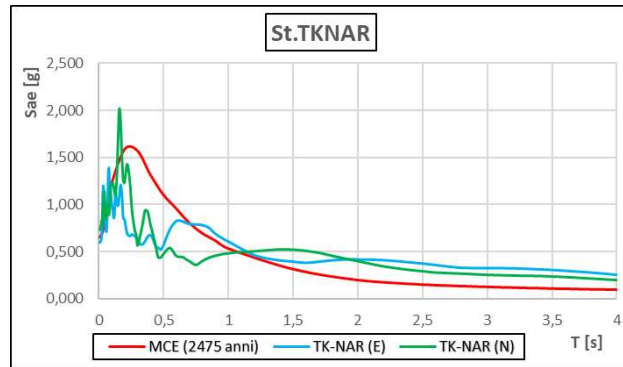


Fig. 5.40 _Spettro in accelerazione del segnale della stazione TKNAR

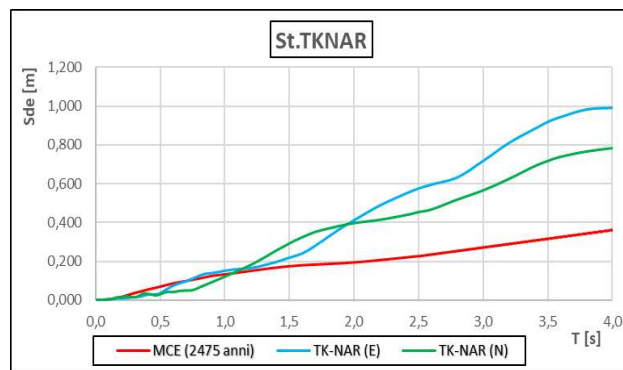


Fig. 5.41 _Spettro in spostamento del segnale della stazione TKNAR

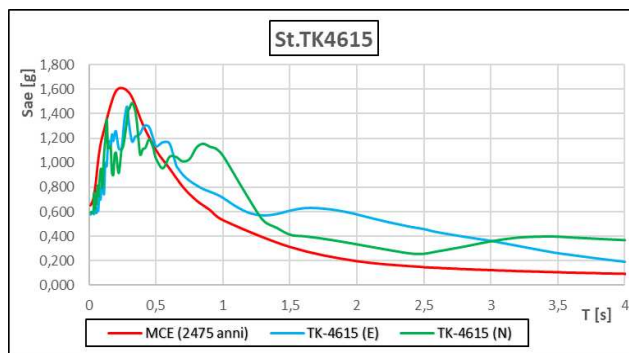


Fig. 5.42_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4615

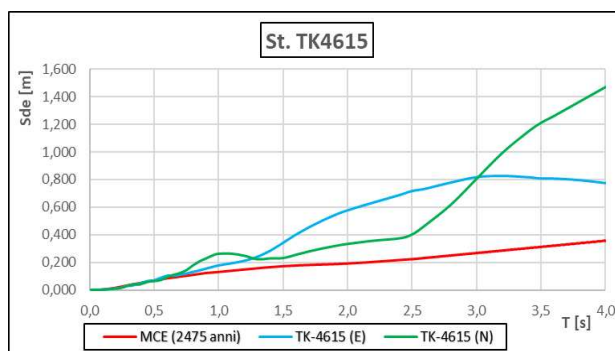


Fig. 5.43_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK4615

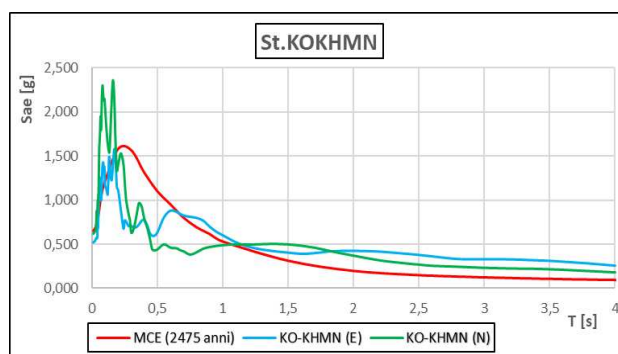


Fig. 5.44_Spettro in accelerazione del segnale della stazione KOKHMN

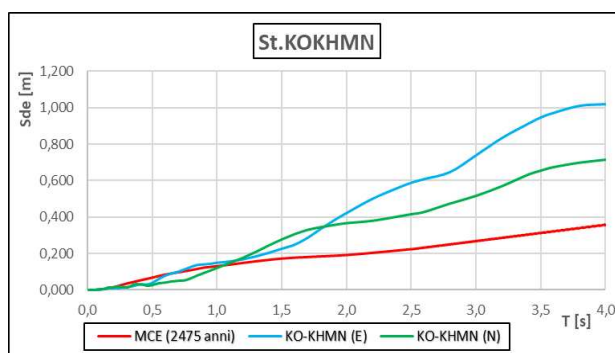


Fig. 5.45_Spettro in spostamento del segnale della stazione KOKHMN

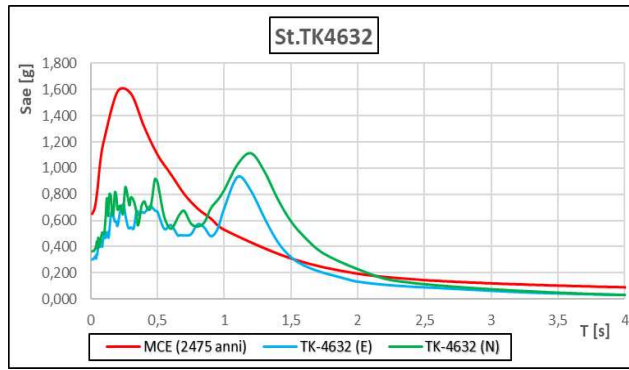


Fig. 5.46_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK4632

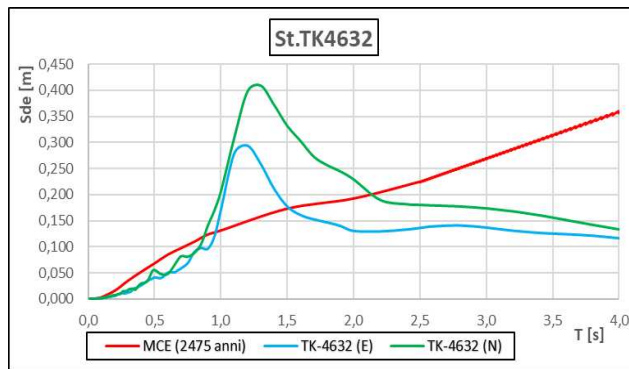


Fig. 5.47_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK4632

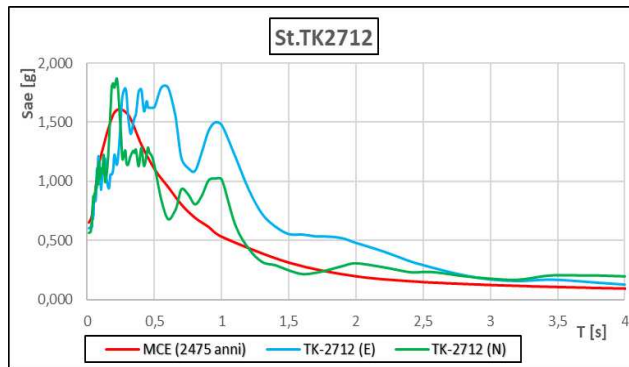


Fig. 5.48_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK2712

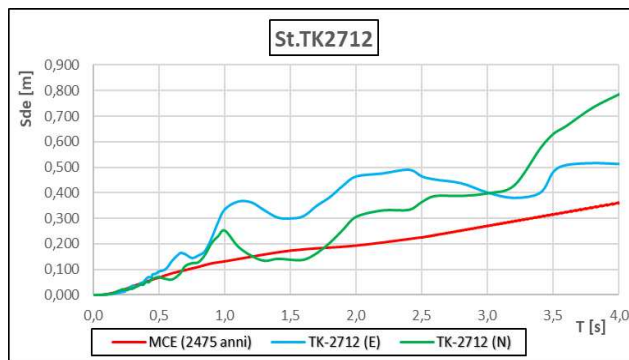


Fig. 5.49_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK2712

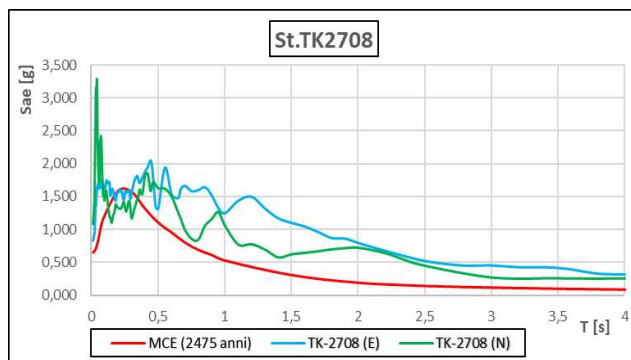


Fig. 5.50 *Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK2708*

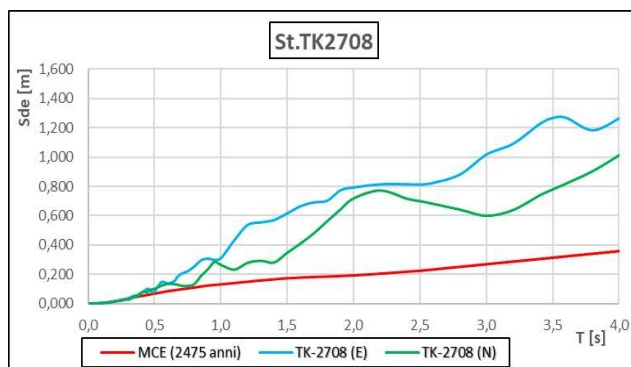


Fig. 5.51 *Spettro in spostamento del segnale della stazione TK2708*

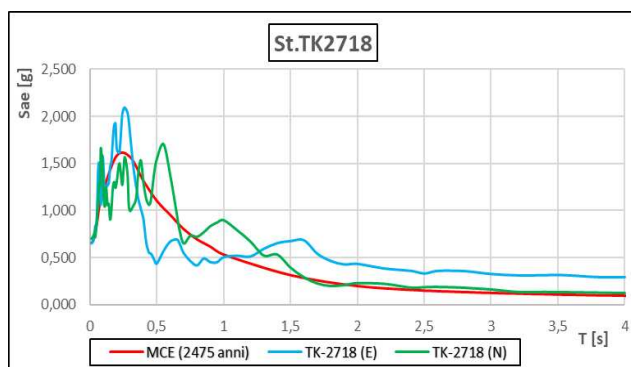


Fig. 5.52 *Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK2718*

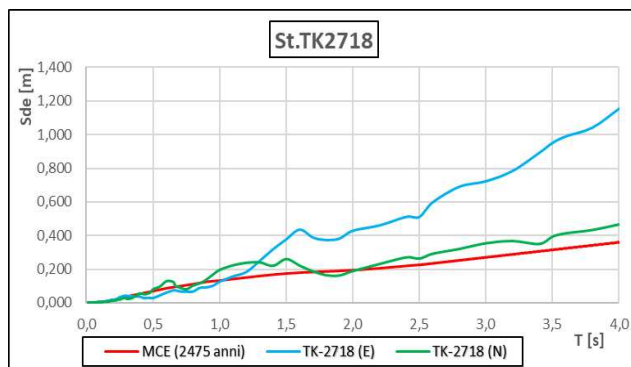


Fig. 5.53 *Spettro in spostamento del segnale della stazione TK2718*

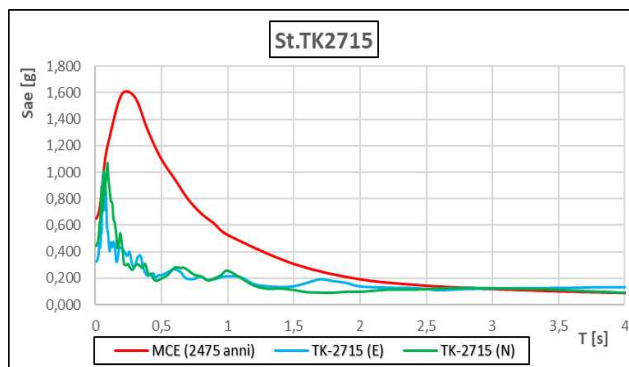


Fig. 5.54_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK2715

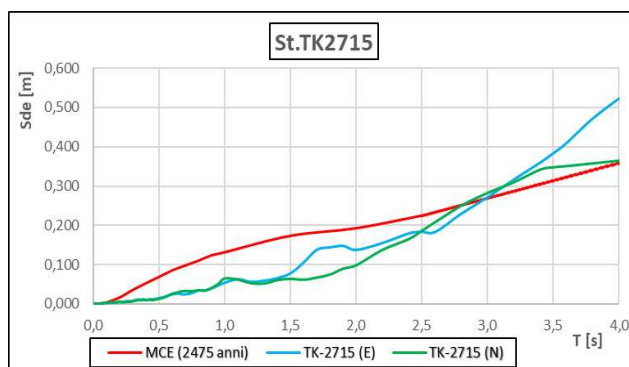


Fig. 5.55_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK2715

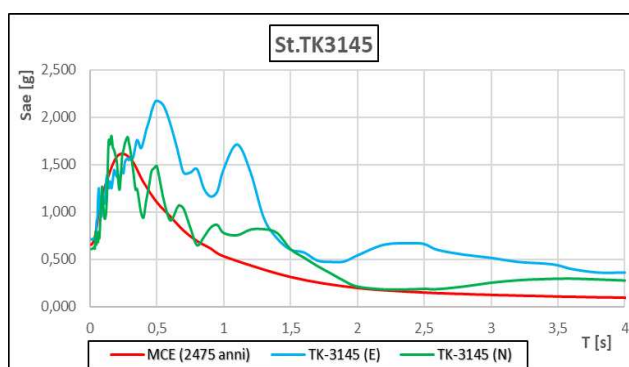


Fig. 5.56_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK3145

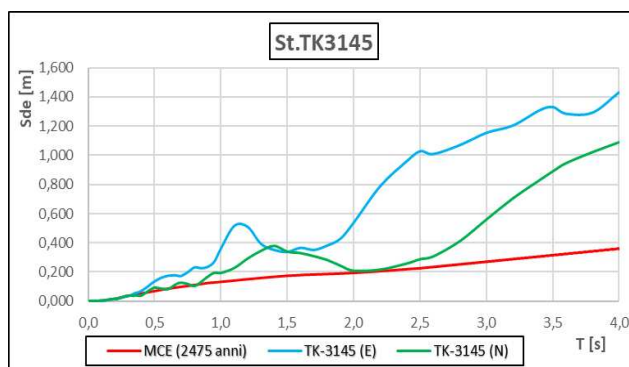


Fig. 5.57_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK3145

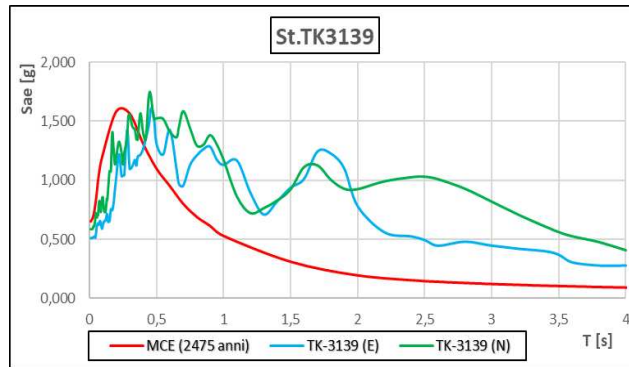


Fig. 5.58_Spettro in accelerazione del segnale della stazione TK3139

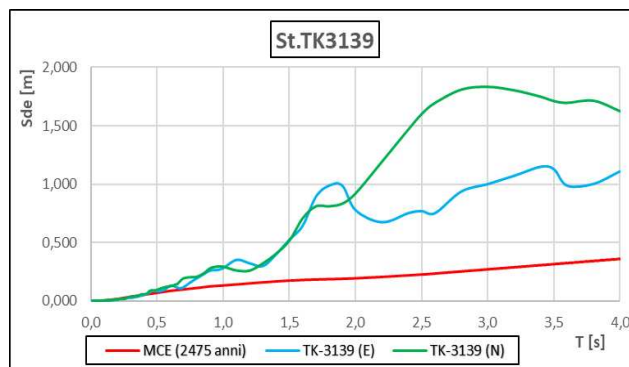


Fig. 5.59_Spettro in spostamento del segnale della stazione TK3139

Tutti i segnali superano di molto lo spettro di progetto al MCE e in corrispondenza del periodo di isolamento della struttura, precisamente intorno ai 2.35 secondi, gli spostamenti attesi risultano essere di gran lunga superiori alla capacità massima. Per verificare ciò, si è proceduto con le analisi dinamiche non lineari; per cui sono stati caricati tutti gli accelerogrammi sul SAP2000 e come fatto per gli eventi precedenti, sono state effettuate tutte le time-history.

5.3.1 Risultati

Spostamenti ADNL (Stazioni vicine all'epicentro, lontane dall'Ospedale) Evento 7.8Mw							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U2 [m]	U3 [m]	Umax (U2) [m]	Umax (U3) [m]
3	ADNL TKNAR	NonDirHist	Max	0,74894	0,602905	0,74894	0,602905
			Min	-0,67623	-0,53556		
3	ADNL 4615	NonDirHist	Max	0,654604	1,25984	0,654604	1,288611
			Min	-0,58423	-1,28861		
3	ADNL KOKHMN	NonDirHist	Max	0,774119	0,553753	0,774119	0,553753
			Min	-0,68482	-0,47983		
3	ADNL 4632	NonDirHist	Max	0,071258	0,099394	0,083705	0,105085
			Min	-0,08371	-0,10509		
3	ADNL 2712	NonDirHist	Max	0,255322	0,385866	0,373406	0,385866
			Min	-0,37341	-0,35122		
3	ADNL 2708	NonDirHist	Max	0,822553	0,756542	0,879957	0,80419
			Min	-0,87996	-0,80419		
3	ADNL 2718	NonDirHist	Max	1,003633	0,301504	1,003633	0,301504
			Min	-0,83076	-0,11788		
3	ADNL 2715	NonDirHist	Max	0,179371	0,070184	0,179371	0,116592
			Min	-0,15835	-0,11659		
3	ADNL 3145	NonDirHist	Max	0,839375	0,99412	1,205026	0,99412
			Min	-1,20503	-0,76278		
3	ADNL 3139	NonDirHist	Max	0,822458	1,299866	0,822458	1,410037
			Min	-0,67463	-1,41004		
						U2 medio [m]	U3 medio [m]
						0,673	0,656

Tab. 5.4 _Spostamenti ottenuti dalle time – history delle stazioni dell'evento 7.8 Mw

I risultati mostrano quanto atteso, ossia gli spostamenti che si ottengono sono piuttosto importanti, in alcuni casi questi superano anche il metro e di certo non è compatibile con il sistema di isolamento presente nell'ospedale. È importante dire che l'ipotesi fatta è del tutto teorica, poiché il Guney Adana Seyhan State Hospital non si trova in una zona della Turchia ad alta sismicità e questo lo si capisce dallo spostamento massimo che è stato utilizzato per progettare il sistema di isolamento. Dunque, molto raramente, in corrispondenza dell'edificio ospedaliero, in futuro potrà verificarsi un evento sismico di tale intensità. Il sistema di isolamento è infatti efficace ed ha risposto bene al sisma verificatosi il 06 Febbraio 2023; questo lo si può confermare a seguito dei risultati delle time – history effettuate con i segnali registrati dalle stazioni situate vicino alla struttura, dove a malapena il sistema si è

attivato. Inoltre, anche per l'evento di magnitudo 7.5 Mw la risposta si può ritenere positiva e accettabile.

Joint Accelerations - Relative Evento 7.8Mw							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	a (U2)	a (U2)	a (U3)	a (U3)
				[m/sec ²]	[g]	[m/sec ²]	[g]
3	ADNL TKNAR	NonDirHist	Max	5,78894	0,590106	5,00877	0,510578
			Min	-5,12787	-0,52272	-6,84031	-0,697279
3	ADNL 4615	NonDirHist	Max	4,98289	0,50794	4,94157	0,5037278
			Min	-4,8221	-0,49155	-5,48785	-0,559414
3	ADNL KOKHMN	NonDirHist	Max	5,08587	0,518437	6,41753	0,6541825
			Min	-4,95016	-0,5046	-5,8694	-0,598308
3	ADNL 4632	NonDirHist	Max	3,45549	0,352242	3,63252	0,3702875
			Min	-2,49873	-0,25471	-3,36469	-0,342986
3	ADNL 2712	NonDirHist	Max	4,71886	0,481025	5,14223	0,5241825
			Min	-6,70415	-0,6834	-5,71062	-0,582122
3	ADNL 2708	NonDirHist	Max	8,09929	0,825616	9,29538	0,9475413
			Min	-8,53799	-0,87034	-9,62071	-0,980704
3	ADNL 2718	NonDirHist	Max	5,51844	0,562532	6,7011	0,6830887
			Min	-7,04215	-0,71785	-5,75828	-0,586981
3	ADNL 2715	NonDirHist	Max	1,78694	0,182155	3,1084	0,3168603
			Min	-3,25122	-0,33142	-3,99734	-0,407476
3	ADNL 3145	NonDirHist	Max	6,70919	0,683913	6,28463	0,6406351
			Min	-8,96174	-0,91353	-4,77728	-0,486981
3	ADNL 3139	NonDirHist	Max	5,35099	0,545463	6,42053	0,6544883
			Min	-6,56486	-0,6692	-6,11869	-0,62372

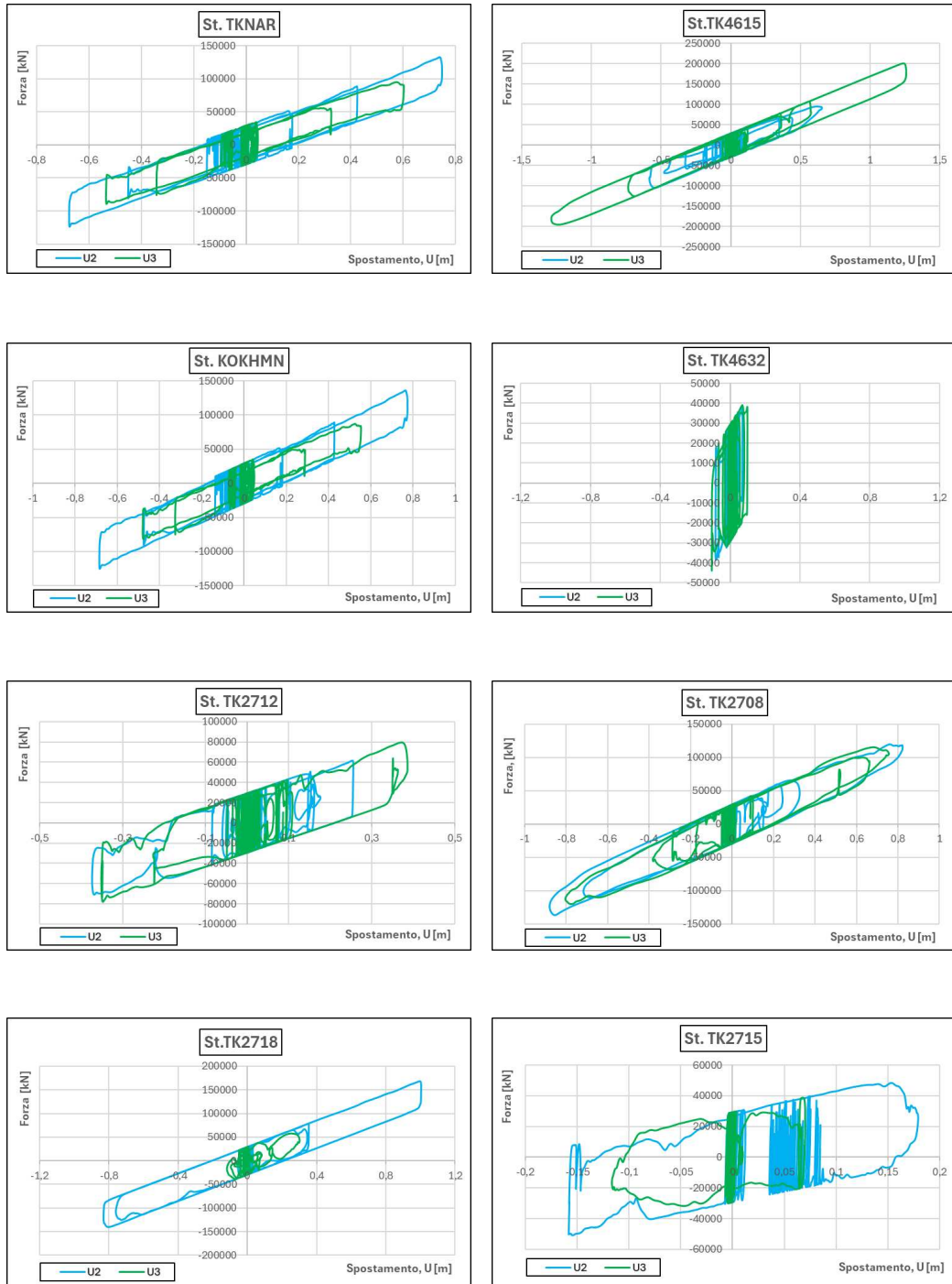
Tab. 5.5_Accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura dalle time – history delle stazioni dell'evento 7.8Mw

Oltre agli spostamenti che subisce il sistema di isolamento, dalle analisi dinamiche non lineari sono state esportate anche le accelerazioni che sono passate in sovrastruttura a causa di questo evento sismico.

Nella tabella sono riportati tutti i valori delle accelerazioni e si può notare come queste, nonostante l'intensità dell'evento, risultano piuttosto accettabili o comunque non eccessivamente elevate, eccetto alcune stazioni, come la TK2708, in cui si arriva quasi a 1g di accelerazione.

Di seguito si riportano i cicli di isteresi compiuti dal sistema di isolamento, nella direzione X (U2) e nella direzione Y (U3), come fatto in precedenza nel precedente paragrafo.

Nell'asse X viene riportato lo spostamento, mentre nell'asse Y viene riportata la forza, che il sistema trasferisce in fondazione.



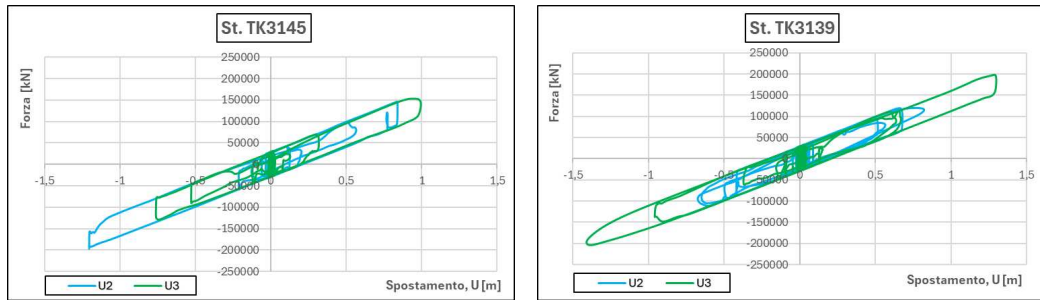


Fig. 5.60_Cicli di isteresi dell'isolatore a causa dell'evento di intensità 7.8 Mw

6. Soluzioni per ospedali isolati alla base vicino faglia

6.1 Isolamento sismico e dissipazione per contrastare eventi estremi

Nel capitolo precedente si è vista l'inefficacia del sistema di isolamento dell'edificio ospedaliero in esame per l'evento sismico massimo che si è registrato in Turchia di magnitudo 7.8 Mw il 06 Febbraio 2023.

L'ipotesi fatta, del tutto teorica, è stata quella di considerare l'epicentro in corrispondenza della struttura e l'intensità di tale sisma ha provocato spostamenti importanti e nettamente superiori alla capacità del sistema di isolamento, fino ad arrivare a 1.20 metri.

Pertanto, da questi risultati si è deciso di approfondire ed analizzare le possibili soluzioni che possono essere prese in considerazione per sostenere un sisma di tale intensità.

La prima soluzione tra tutte è quella di mantenere gli stessi parametri del sistema di isolamento, ossia stesso raggio di curvatura, pari a 5 metri, e stesso coefficiente di attrito medio, pari a 4,2 %, ma aumentare le dimensioni degli isolatori.

Questi dispositivi antisismici possono arrivare ad avere dimensioni importanti pari ad 1 metro – 1.50 metro, soprattutto in zone altamente sismiche come la Turchia, per cui diventerebbero compatibili con gli spostamenti massimi ottenuti.

Questa soluzione seppur efficace risulta essere sicuramente molto costosa e poco utilizzata.

Per cui, un'altra soluzione potrebbe essere quella di cambiare i parametri del sistema di isolamento, cioè, agendo o sul raggio, andandolo ad aumentare, o sull'attrito, andandolo a diminuire.

Un'ulteriore soluzione interessante è quella di mantenere lo stesso sistema di isolamento, ovvero, stesso raggio di curvatura e stesso attrito, utilizzare dei dispositivi di dimensioni leggermente maggiori rispetto a quelli esistenti, aggiungendo però dissipazione.

Quest'ultima proposta potrebbe risultare efficace quando si ha a che fare con spostamenti importanti a seguito di eventi sismici e allo stesso tempo economica, se il numero dei dispositivi di dissipazione che si devono aggiungere non risulta essere eccessivamente elevato.

Quest'ultima soluzione, cioè, quella di aggiungere al sistema di isolamento la dissipazione, è stata approfondita sulla struttura del caso studio, in particolare al piano di isolamento, per dissipare energia e limitare gli spostamenti, sono stati predimensionati dei dispositivi di dissipazione viscosi.

6.2. Dispositivi di dissipazione

In un edificio per poter raggiungere elevate prestazioni nei confronti di un evento sismico è possibile scegliere due metodologie differenti di progettazione: la prima è quella dell'isolamento sismico, tecnica descritta ampiamente nei precedenti capitoli, mentre, la seconda è quella della dissipazione di energia. Entrambe le tecnologie hanno come scopo quello di eliminare definitivamente o ridurre al minimo il danneggiamento della struttura.

La differenza alla base è che l'isolamento filtra l'energia in ingresso, mentre nella struttura con controventi dissipativi l'energia entra all'interno del telaio ma poi viene dissipata grazie proprio ai dispositivi, i quali possono essere di varia natura. Prima di descrivere le principali tipologie di dispositivi di dissipazione, si pone l'attenzione sul meccanismo che sta alla base di questa tecnologia e nella trattazione si parlerà di potenza anziché di energia, che non è altro che l'energia nell'unità di tempo.

Dunque, durante un evento sismico la potenza in ingresso in un edificio può essere scomposta in variazione di energia potenziale e potenza dissipata. Si riporta di seguito il bilancio energetico che descrive questo meccanismo:

$$W_I = \dot{K} + \dot{E} + W_{dv} + W_{dp} + W_{d,e}$$

Il moto del sisma è di tipo oscillatorio, per cui l'energia potenziale interna dell'edificio si trasforma di continuo da energia cinetica \dot{K} ad energia elastica \dot{E} , e viceversa. L'energia elastica è proporzionale allo spostamento della struttura, per cui risulta massima quando la deformazione è massima; mentre, l'energia cinetica è proporzionale alla velocità, per cui risulta massima quando la deformazione è nulla. Il resto dell'energia che non si trasforma in elastica e in cinetica è potenza dissipata.

La potenza dissipata, dal bilancio energetico descritto precedentemente, è composta da tre contributi:

- Dissipazione viscosa dell'edificio W_{dv} , schematizzata attraverso il classico smorzamento $\xi = 5\%$, associato a qualsiasi struttura in cemento armato; questa aliquota è dovuta a tutti quei meccanismi diffusi che si sviluppano su tutta la struttura, come ad esempio, attriti tra struttura e non struttura, scorrimento, microfessurazione del calcestruzzo, etc.
- Dissipazione plastica dell'edificio W_{dp} che avviene mediante il danneggiamento degli elementi strutturali, ossia attraverso la formazione delle cerniere plastiche.

La progettazione convenzionale degli edifici si basa proprio sulla dissipazione di energia, che avviene all'interno della struttura tramite la plasticizzazione dei materiali, ossia schiacciamento del calcestruzzo e plasticizzazione delle barre di armatura.

- Dissipazione aggiuntiva viscosa, plastica o attritiva, $W_{d,e}$, mediante dispositivi di dissipazione, i quali permettono di controllare il danneggiamento strutturale o addirittura di eliminarlo totalmente.

Infatti, aumentando la componente di dissipazione aggiuntiva, $W_{d,e}$, si va a diminuire l'energia dissipata dal telaio, fino a raggiungere la completa protezione del telaio, in quanto quest'ultimo riesce a mantenerlo in campo elastico.

Pertanto, quando si vuole inserire dissipazione in un edificio, l'obiettivo principale è quello di diminuire le aliquote di dissipazione plastica e viscosa, andando ad aumentare la parte di dissipazione aggiuntiva attraverso un sistema progettato ad hoc.

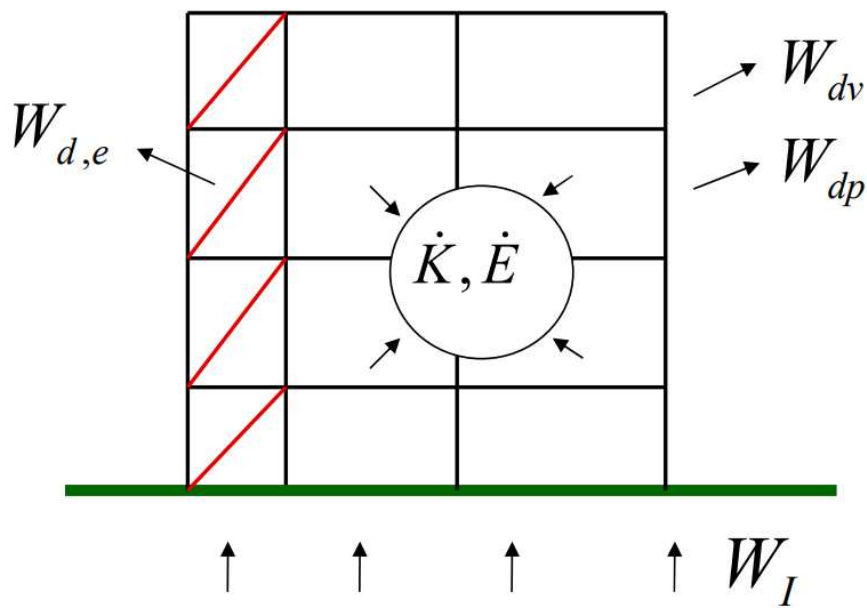


Fig. 6.1_Schematizzazione dell'energia in ingresso ed energia dissipata durante un evento sismico

I dispositivi che vengono utilizzati nei sistemi di dissipazione si possono distinguere in due grandi categorie: quelli che si basano su meccanismi dissipativi legati alla velocità, ovvero i dispositivi viscosi (fluido – viscosi e visco – elastici), e quelli invece che si basano su meccanismi dissipativi legati agli spostamenti, ovvero i dispositivi isteretici.

I dispositivi con comportamento isteretico sono quegli elementi che vanno a dissipare energia mediante meccanismi legati agli spostamenti e sono debolmente influenzati dalla velocità; questi si distinguono in due tipologie:

- Dispositivi elasto – plastici;
- Dispositivi attritivi.

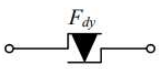
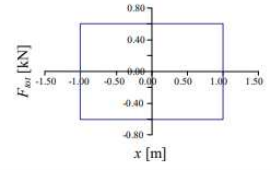
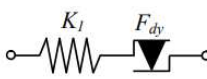
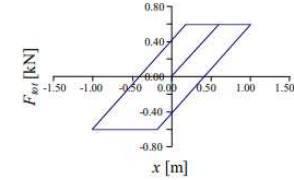
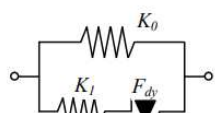
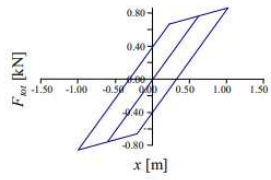
	Schema	Ciclo isteretico
Attritivo		
Elastoplastico		
Elastoplastico incrudente		

Fig. 6.2_Tipologie di dispositivi isteretici

Il dispositivo di tipo attritivo è rigido e si deforma, dissipando energia, soltanto quando la forza applicata supera un valore soglia. È un sistema dissipativo, dunque, tutto il lavoro fatto dall'esterno si trasforma in energia dissipata.

Il dispositivo elasto – plastico, a differenza di quello attritivo, dissipa energia per effetto della plasticizzazione o del materiale o di una superficie. Nel dettaglio, il modello elasto – plastico ideale si comporta in modo elastico fino al raggiungimento del valore soglia, superato il quale dissipa solo energia, mentre, lo schema elasto – plastico incrudente, una volta superata il valore soglia della forza applicata, fornisce una certa rigidità oltre al contributo dissipativo.

I dispositivi isteretici presentano una rigidità elastica prima di superare il valore limite, che determina lo scorrimento o la plasticizzazione, per cui il loro utilizzo all'interno di un edificio determina un incremento di rigidità complessiva dell'intero sistema, diminuendo di conseguenza il periodo proprio della struttura.

I dispositivi viscosi, a differenza di quelli isteretici, dissipano energia mediante meccanismi legati alla velocità; in particolare, la forza che agisce sul dispositivo è proporzionale alla velocità di deformazione, $\dot{x}(t)$.

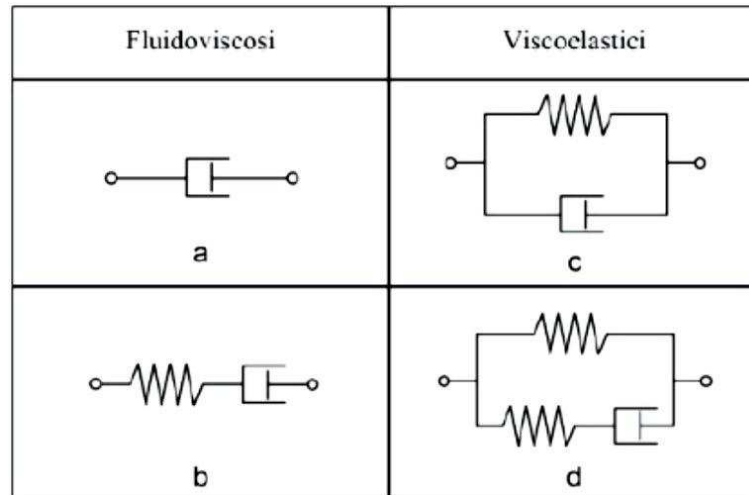


Fig.6.3_Tipologie di dispositivi viscosi

Applicando ad un dispositivo viscoso una forza esterna variabile nel tempo, $F_d(t)$, nella direzione di applicazione di questa forza si può misurare uno spostamento $x(t)$, corrispondente al moto relativo tra i due punti di estremità del dispositivo stesso, e quindi, una velocità di deformazione, $\dot{x}(t)$.

Al termine dell'applicazione della forza, se il dispositivo è fluido – viscoso, questo non essendo ricentrante, si arresta nella posizione finale raggiunta, mentre se il dispositivo è visco – elastico, essendo ricentrante, ritorna nella sua posizione iniziale.

I dispositivi visco – elastici hanno una minore capacità di smorzamento rispetto ai viscosi ma sono in grado di fornire un contributo di rigidità.

In genere, vengono utilizzati negli edifici esistenti quando c'è la necessità di aumentare sia la rigidità sia la capacità dissipativa della struttura.

Andando ad aggiungere anche rigidità, questi elementi, se introdotti all'interno di un telaio, vanno a modificare la rigidità dell'intera struttura, diminuendo il suo periodo vibrazionale.

Questi dispositivi non si danneggiano a seguito di un evento sismico, per cui non devono essere sostituiti e rimangono efficaci per fronteggiare un numero elevato di cicli.

I dispositivi fluido – viscosi sfruttano la resistenza al movimento di fluidi viscosi. Questi elementi sono costituiti da un cilindro riempito da un fluido siliconico, all'interno del quale si muove un pistone dotato di un orifizio che permette il passaggio del fluido.

La forza F_d che si sviluppa è direttamente proporzionale alla velocità con cui spingo il pistone elevata alla α :

$$F_d = c \cdot \dot{x}^\alpha$$

In base al valore di α , che dipende dal circuito idraulico e viene fornito dal produttore, è possibile ottenere anche risposte non lineari.

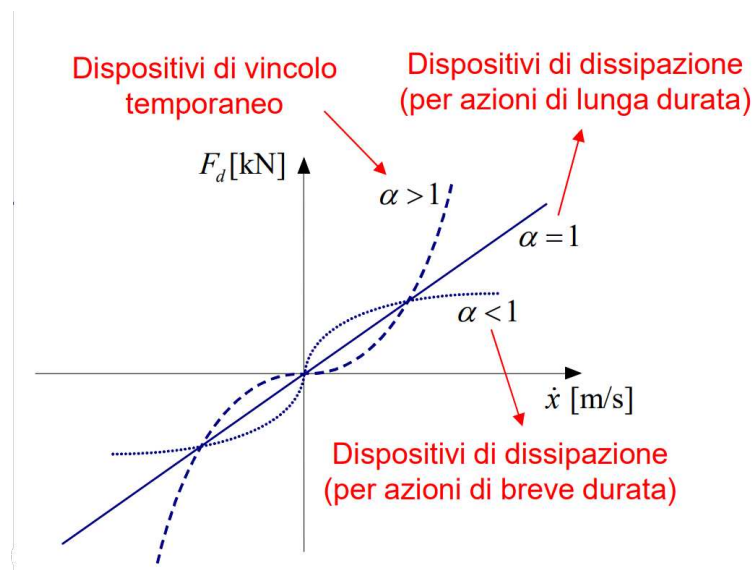


Fig. 6.4 _Comportamento lineare e non lineare dei dispositivi viscosi

Nel grafico sopra riportato viene riportata la velocità nell'asse delle ascisse e la forza nell'asse delle ordinate; le diverse curve dipendono dal valore di α .

Quando $\alpha = 1$ si ha un comportamento lineare, quindi, la forza aumenta in maniera proporzionale alla velocità. Se le velocità sono basse allora le forze sono anch'esse basse, viceversa, se le velocità sono elevate, le forze che si hanno sono elevate.

Dunque, questi dispositivi per piccole velocità dissipano poco, mentre, per elevate velocità dissipano molto.

Per valori di α diversi dal valore unitario si ha un comportamento non lineare; in particolare quando $\alpha < 1$, anche per piccole velocità si hanno delle forze importanti e quindi, si ha una dissipazione, e man a mano che la velocità aumenta la forza tende a stabilizzarsi. Questa curva non lineare permette di avere una dissipazione abbastanza stabile per tutti gli stati limite, sia allo stato limite di danno, dove gli spostamenti e le velocità sono bassi, sia allo stato limite di salvaguardia della vita e allo stato limite di collasso, dove gli spostamenti e le velocità sono nettamente maggiori.

I dispositivi caratterizzati da un valore di $\alpha < 1$ vengono utilizzati per azioni di breve durata, come l'azione sismica.

I dispositivi con un valore di $\alpha = 1$ sono utilizzati per azioni di lunga durata, come l'azione del vento.

Dal grafico è possibile notare un terzo andamento, che si ottiene quando $\alpha > 1$; per piccole velocità ho delle forze molto basse e dunque non c'è dissipazione, il dispositivo non reagisce, mentre per velocità importanti l'elemento si attiva immediatamente e si irrigidisce. Questo tipo di dispositivi sono chiamati Shock Transmitter e in genere vengono utilizzati nei ponti per rendere solidali due impalcati in caso di azioni improvvise, come il sisma.

In conclusione, i dispositivi viscosi sono degli elementi che vanno ad aggiungere soltanto dissipazione, attraverso la costante "c", non hanno una soglia di attivazione come gli attritivi, pertanto funzionano fin da subito; inoltre, non devono essere sostituiti a seguito di un evento sismico.

L'unico punto a sfavore è il loro costo che aumenta con l'aumentare della corsa e della massima forza che devono sopportare.

6.2 Predimensionamento del sistema utilizzato

Nel caso in esame, come anticipato precedentemente, per poter contrastare il massimo evento sismico verificatosi in Turchia il 06 Febbraio 2023, si è scelto un sistema combinato di isolamento sismico e dissipazione.

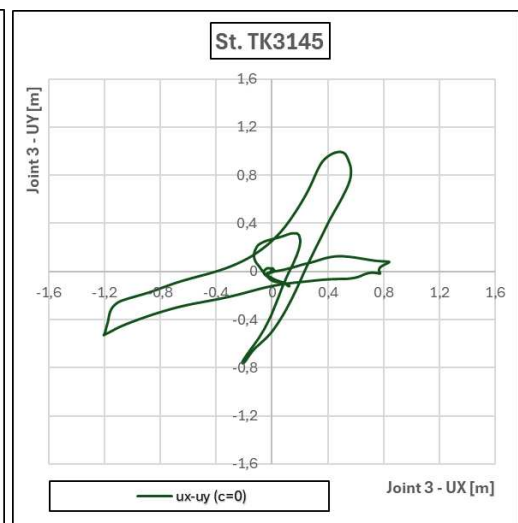
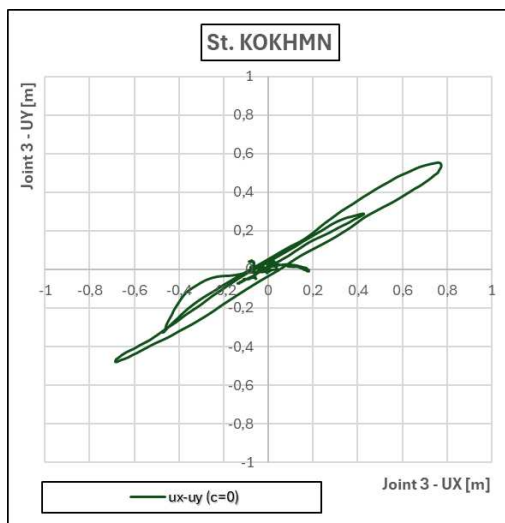
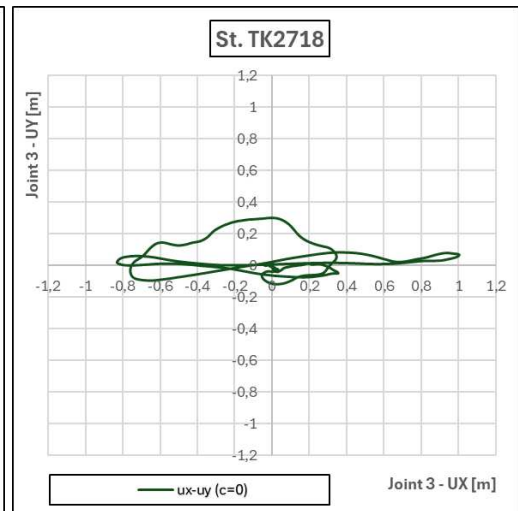
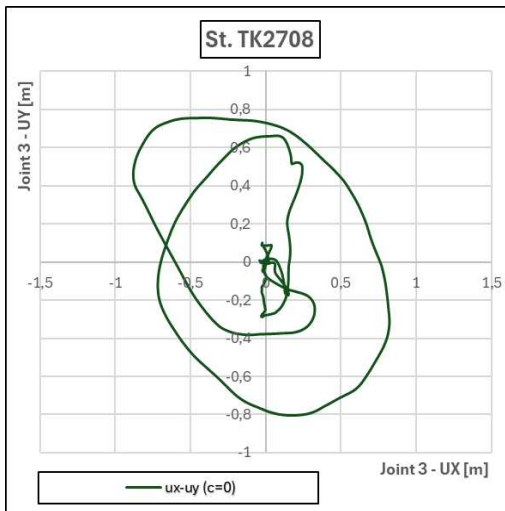
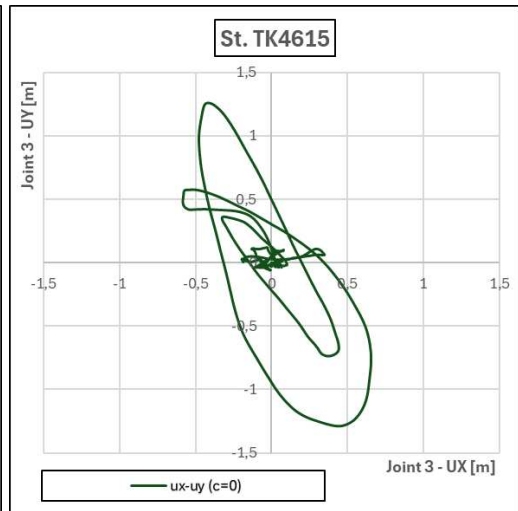
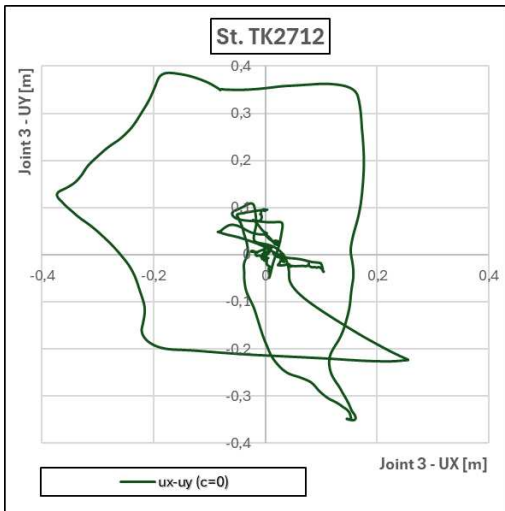
Al sistema di isolamento già esistente si è aggiunta sola dissipazione attraverso l'utilizzo dei dissipatori viscosi.

Si elencano di seguito le varie stazioni prese in considerazione:

- TK2712
- TK4615
- TK2708
- TK2718
- KOKHMN
- TK3145
- TKNAR
- TK2715
- TK3139
- TK4632

Il predimensionamento si è basato principalmente nella determinazione della costante "c", che poi è stata inserita all'interno del modello aggiornato in cui, oltre al sistema di isolamento, schematizzato con un semplice isolatore, sono presenti anche i dispositivi di dissipazione. Dunque, dalle analisi dinamiche non lineari, esaminate precedentemente, sono state ricavate le traiettorie che l'isolatore compie nello spazio X – Y. Si riportano di seguito i vari grafici sui quali poi si è incentrata la progettazione.

Nell'asse delle ascisse si riporta lo spostamento dell'isolatore in direzione X e nell'asse delle ordinate lo spostamento dell'isolatore in direzione Y. Quello che si ottiene è la traiettoria nello spazio X – Y dell'isolatore per le diverse stazioni considerate.



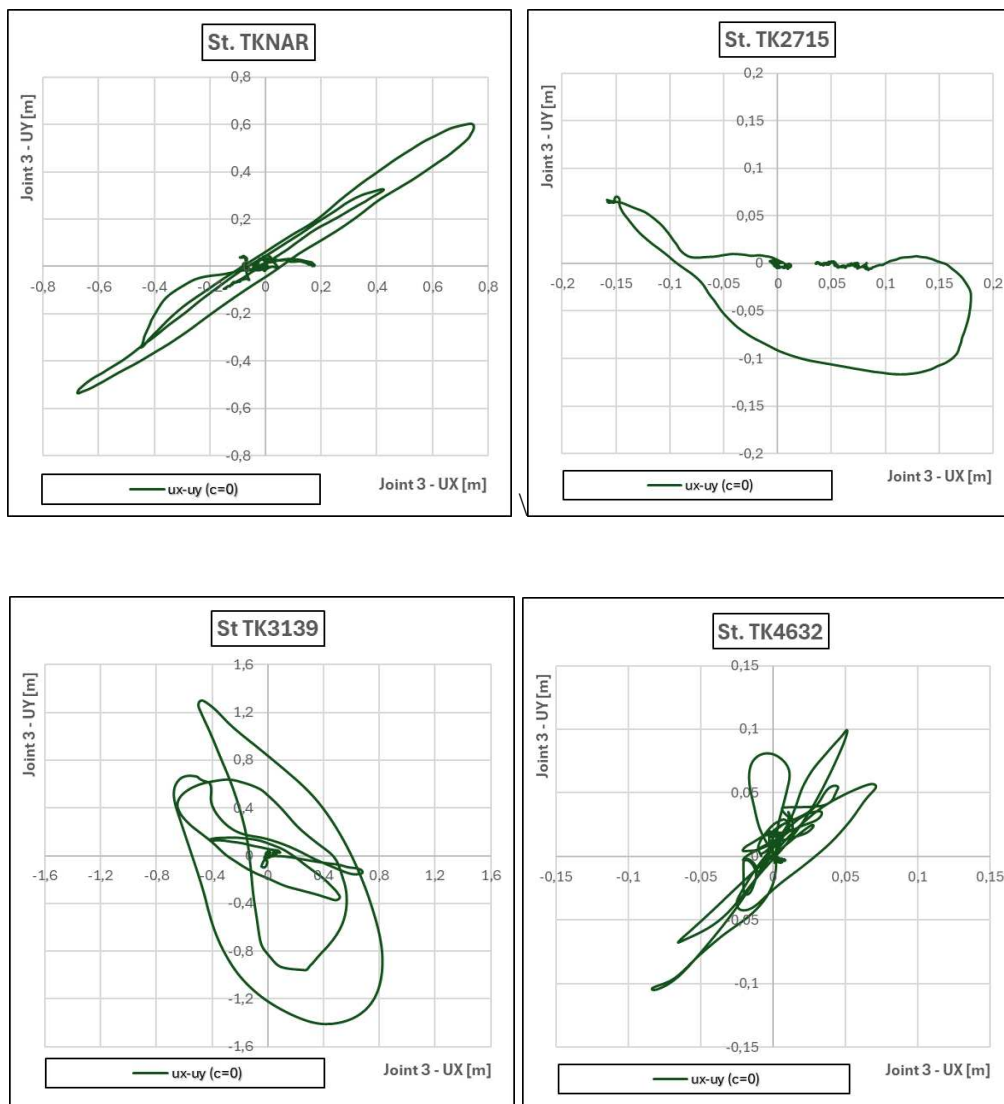


Fig. 6.5_Traiettorie dell'isolatore nello spazio X-Y per le differenti stazioni considerate

Da questi grafici si può vedere che nella maggior parte dei casi gli spostamenti raggiunti dall'isolatore superano di gran lunga la capacità del sistema di isolamento, pari a 235 mm; per questo motivo è stato necessario l'inserimento dei dissipatori viscosi.

Questi risultati sono stati utili per tarare la costante "c" di dissipazione; in particolar modo, per ogni stazione, è stato analizzato lo spostamento massimo sia in direzione X sia in direzione Y. Si riporta una tabella riassuntiva in modo da avere un quadro generico completo:

SPOSTAMENTI MASSIMI		
	dmax,x [m]	dmax,y [m]
TK2712	0,373	0,386
TK4615	0,655	1,289
TK2708	0,880	0,804
TK2718	1,004	0,302
KOKHMN	0,774	0,554
TK3145	1,205	0,994
TKNAR	0,779	0,603
TK2715	0,179	0,117
TK3139	0,820	1,410
TK4632	0,084	0,105

Tab. 6.1 _Spostamenti massimi in X e in Y dell'isolatore per le diverse stazioni considerate

Il percorso che è stato seguito per ricavare la costante di dissipazione da associare ai dissipatori viscosi può essere suddiviso in più step.

Nel sistema di isolamento originario la capacità degli isolatori era pari a ± 235 mm; questa, dalle diverse analisi non lineari effettuate, si è dimostrata insufficiente per sostenere gli spostamenti relativi all'evento di magnitudo 7.8 Mw. Dunque, per prima cosa si è fissata una nuova capacità, andando a modificare soltanto la dimensione dell'isolatore, senza modificare il raggio e il coefficiente di attrito.

Come detto in precedenza, le dimensioni dei dispositivi possono arrivare anche a valori pari ad 1 metro, ma in questo caso, si è scelta una capacità in spostamento massimo intermedia, pari a ± 500 mm.

Dopo aver fissato lo spostamento, in modo iterativo, si è determinato il relativo periodo di isolamento. Un altro parametro che è stato fissato è lo smorzamento ξ , pari al 25%; questo valore rientra nel limite che la normativa italiana impone, non superando il 30% di smorzamento totale.

Dal periodo di isolamento ricavato nel passo precedente si è calcolata la pulsazione ω , che poi servirà che determinare la costante "c", attraverso la seguente formula:

$$c = 2 \cdot \xi \cdot \omega$$

Per tarare la costante "c" si è presa in esame una stazione, in particolare la TK4615, che ha uno spostamento massimo, in direzione Y, pari a 1.29 metri. In realtà, lo spostamento massimo in assoluto è associato alla stazione TK3139, ma con il valore

dello smorzamento pari al 25% non era comunque possibile rientrare nei 50 cm di spostamento massimo, per cui si è scelto di tarare il parametro con uno spostamento pur sempre importante ma inferiore.

Calcolo della "c"	
R [m]	5
μ	4,2
deff [m]	0,5
Tis [s]	3,764
ξ	0,25
ω	1,669457
M [ton]	71239,55
c/2	29732,84
K [kN/m]	1000000

Tab. 6.2_Determinazione della costante di dissipazione "c"

Nella tabella sono riportati tutti i dati che sono stati utilizzati per il calcolo della costante "c".

Il risultato che viene riportato è diviso per due in modo da inserire nel software di calcolo il valore corretto, compatibile con quanto modellato. Anche la rigidezza "K" è un valore che è stato determinato appositamente per poi inserirlo nel SAP.

6.3 Modellazione

Dopo aver determinato la costante di dissipazione "c" del dispositivo aggiuntivo si è proceduto alla modellazione nel programma di calcolo. Anche in questo caso il modello è piuttosto semplificato, in quanto, all'oscillatore semplice modellato precedentemente sono stati aggiunti dei Link, in particolare dei "Damper – Exponential".

Di seguito viene riportato il modello semplificato che è stato realizzato nel SAP.

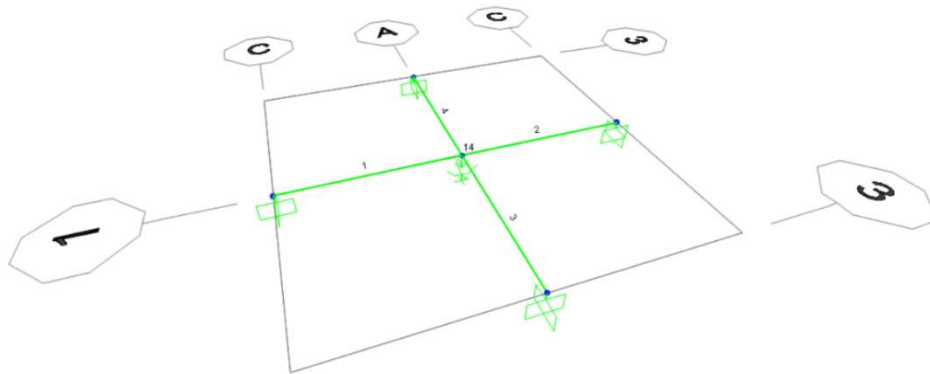


Fig. 6.6_ Modello semplificato del sistema composto, isolamento alla base con dissipazione aggiuntiva

Attraverso il percorso Define – Section Properties – Link/Support Properties sono state definite tutte le proprietà e i parametri ricavati dal procedimento sopra descritto per l'elemento "damper".

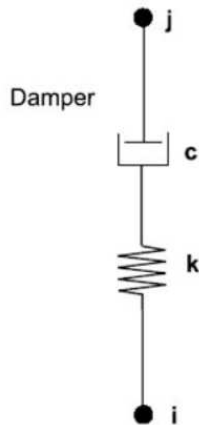


Fig. 6.7_ Schematizzazione del Damper (SAP2000)

Per lo smorzatore esponenziale, nel SAP definito come "damper exponential", è possibile specificare proprietà di smorzamento indipendenti per ogni grado di libertà deformativo. Le proprietà di smorzamento si basano sul modello di Maxwell della viscoelasticità (Malvern, 1969) con uno smorzatore viscoso esponenziale in serie a una molla lineare. Se non si specificano le proprietà non lineari per un grado di libertà, tale grado di libertà sarà lineare, utilizzando la rigidità effettiva, che

può essere pari a zero. La relazione forza-deformazione dell'elemento non lineare è data dalla seguente formula:

$$f = kd_k = cd_c^{cexp}$$

Dove:

- **k** è la costante della molla;
- **c** è il coefficiente di smorzamento;
- **cexp** è l'esponente di smorzamento;
- **dk** è la deformazione attraverso la molla;
- **\dot{d}_c** è la velocità di deformazione.

L'esponente di smorzamento, ovvero il coefficiente α , deve essere positivo e il range è tra 0.2 e 2. Nel caso specifico è stato preso in considerazione un coefficiente $\alpha = 0.15$.

Per rappresentare lo smorzamento "puro", è importante non considerare un grande valore di rigidità k , perché questo potrebbe generare un comportamento non conservativo e non realistico. Quindi, è consigliato o prendere un valore effettivo della flessibilità elastica dal costruttore del dispositivo e dai dettagli delle connessioni, altrimenti, si può fare una stima del valore.

Nel caso specifico, è stato stimato l'ordine di grandezza di tale rigidità nel seguente modo. È stato preso in considerazione un controvento in acciaio con sezione tubolare di diametro pari a 20 cm, spessore pari a 1 cm e lunghezza pari ad 1 metro ed è stata calcolata la sua rigidità assiale attraverso il semplice rapporto EA/L .

$$k = \frac{EA}{L} = \frac{206000 \cdot 5969}{1000} = 1229614 \frac{N}{mm} = 1229614 \frac{kN}{m}$$

Questo calcolo speditivo è stato utile per dare un ordine di grandezza a tale valore di rigidezza; per cui, nel programma di calcolo il valore considerato è stato di 1000000 kN/m.

Per definire il “damper” si è seguito il percorso descritto precedentemente e la schermata che compare nel programma è la seguente.

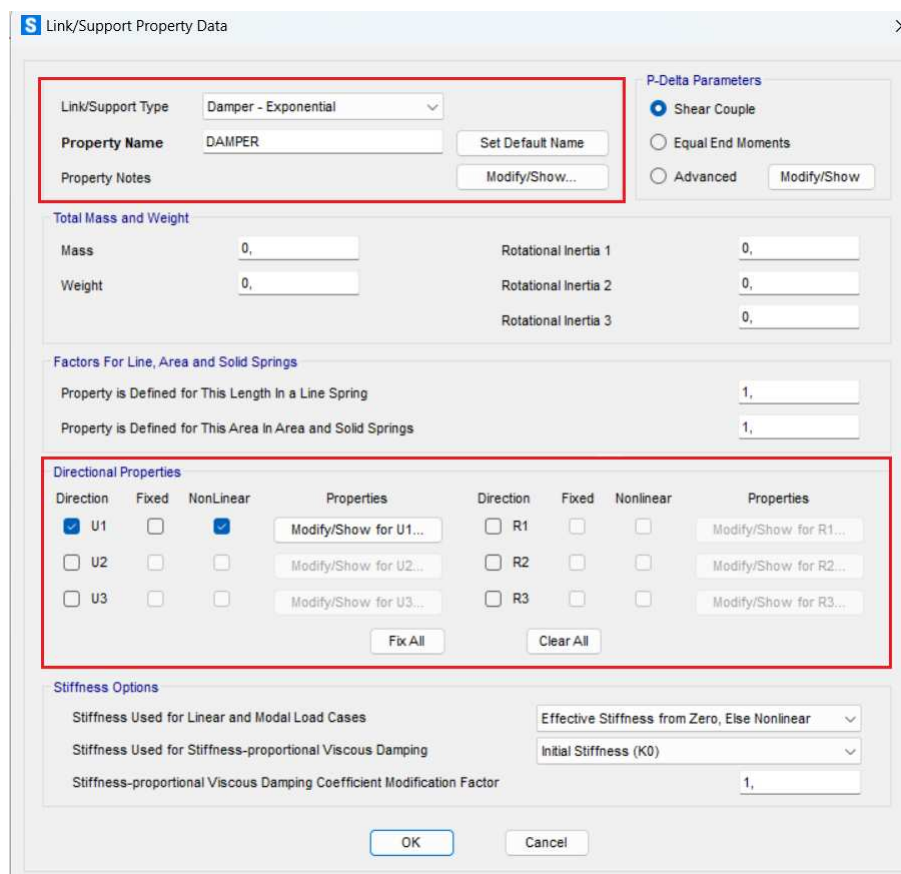


Fig. 6.8_Schermata per definire il “Damper Exponential”,
(SAP2000)

Si è spuntata la direzione U1 e il caso “Non Linear”; cliccando sull’opzione “Modify/Show for U1” si apre la seguente schermata, in cui è possibile definire tutti i vari parametri, descritti in precedenza.

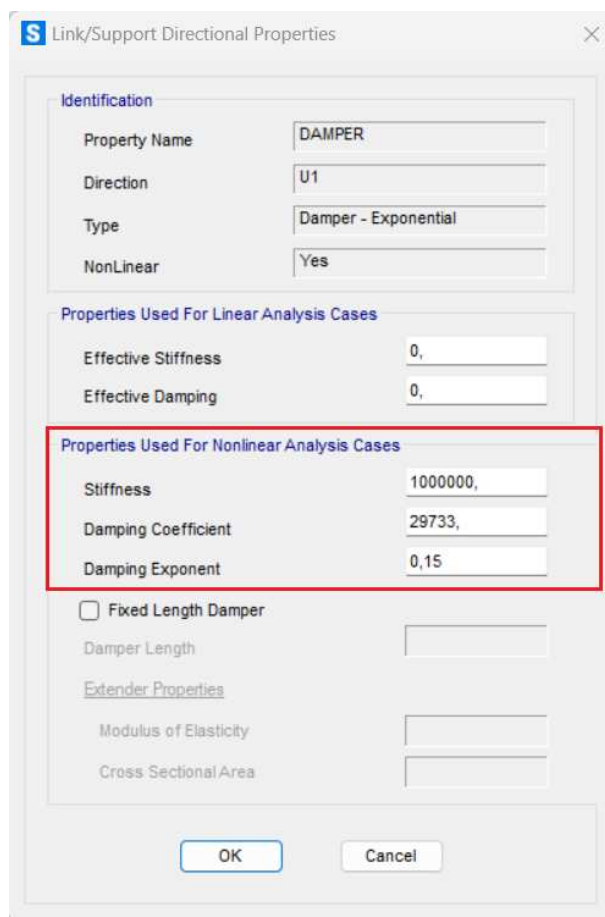


Fig. 6.9_Schermata per definire i parametri del link, (SAP2000)

Dopo aver modellato e definito tutti i parametri del sistema composto, dissipazione, sono state effettuate le stesse time – history dell’evento 7.8 Mw.

6.4 Risultati

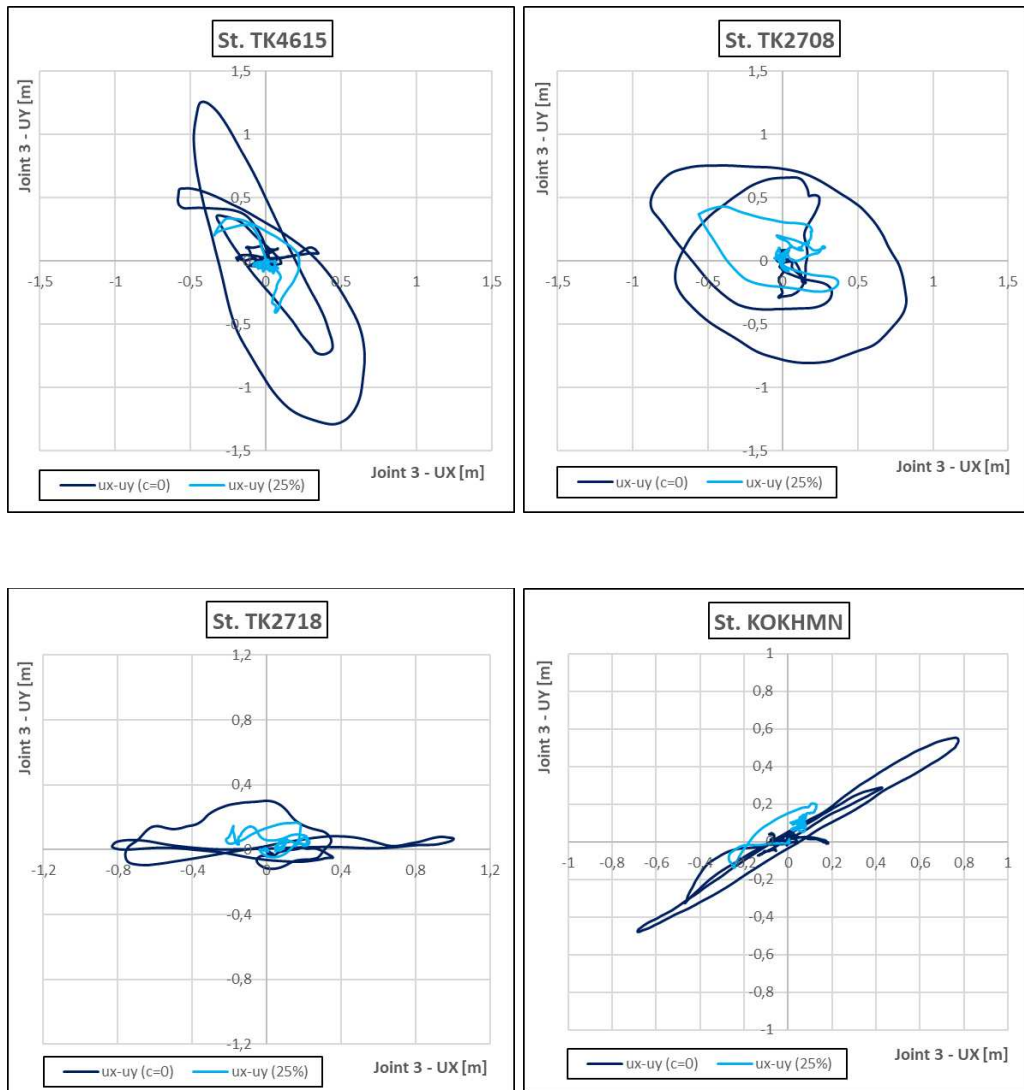
Per avere un confronto immediato sono state esportate le nuove traiettorie dell’isolatore, derivanti dal nuovo modello, mettendole a confronto con quelle precedenti in assenza di dissipazione.

La stazione TK2712 non sarà presa in esame per quanto riguarda la dissipazione, in quanto lo spostamento massimo che si ottiene senza dissipazione aggiuntiva è inferiore ai 50 cm, quindi, inferiore alla massima capacità dei dispositivi di isolamento.

Le stazioni TK2712, TK2715 e TK4632 non saranno prese in esame per quanto riguarda la dissipazione, poiché lo spostamento massimo che si ottiene senza

dissipazione aggiuntiva è inferiore ai 50 cm, quindi inferiore alla massima capacità dei dispositivi di isolamento.

Dai grafici si nota come la dissipazione aggiuntiva abbia notevolmente abbassato gli spostamenti e l'obiettivo fissato inizialmente, ossia, lo spostamento di 50 cm, è stato rispettato.



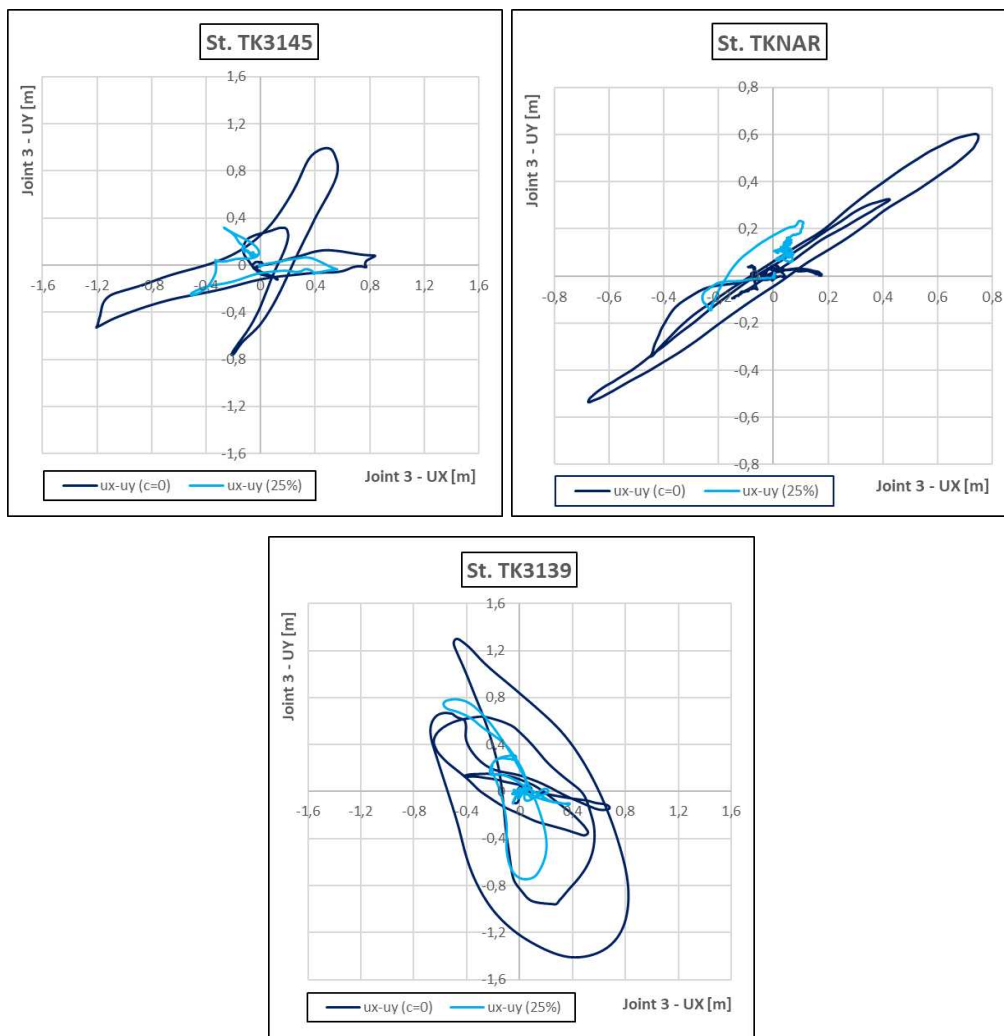


Fig. 6.10_Traiettorie dell'isolatore nello spazio X-Y per le differenti stazioni considerate con dissipazione

La stazione che è stata considerata per tarare la costante di dissipazione è la TK4615, la quale, senza dissipazione presentava uno spostamento pari 1.29 metri. Tutte le altre stazioni avevano degli spostamenti, senza dissipazione, inferiori a 1.29 metri, tranne la stazione TK3139, che invece presentava uno spostamento ancora più elevato, pari a 1.40 metri circa.

Dunque, questo sistema composto, costituito da isolamento e dissipazione, mostra un ottimo funzionamento e in quasi tutte le stazioni prese in esame si riesce a rimanere all'interno del range di spostamenti di ± 50 cm.

Per far in modo che questo limite venga rispettato anche per la stazione TK3139 si deve aumentare lo smorzamento ξ ; oppure, un'alternativa potrebbe essere quella di

aumentare le dimensioni dell'isolatore, cioè, alzare il livello massimo di spostamento, che inciderà ovviamente sul costo finale dell'intero sistema. In aggiunta, si è voluto suddividere tutte le stazioni relative all'evento 7.8 Mw per tipologia di suolo, per studiare e capire se questo aspetto andasse ad influire sul segnale registrato e dunque, sul comportamento finale.

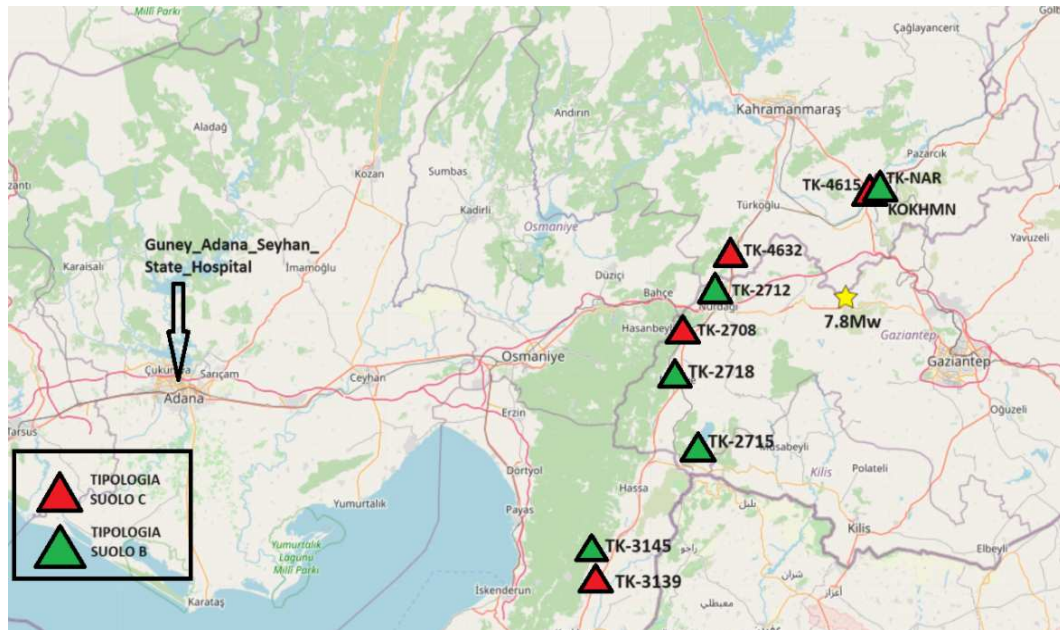


Fig. 6.11 _Suddivisione delle stazioni in base alla tipologia di suolo

È noto che la velocità di propagazione delle onde di volume dipende dalla densità e dalle proprietà elastiche della roccia. Infatti, passando da terreni con buone caratteristiche a terreni più scadenti, l'input sismico cresce significativamente e questo si ripercuote sulla struttura.

Le tipologie di suolo sono due; le stazioni in rosso sono quelle relative alla tipologia di suolo C, mentre quelle di colore verde sono relative alla tipologia di suolo B. Si ricorda dalle NTC2018 che le caratteristiche dei terreni diventano sempre più scadenti passando da un terreno di tipologia A ad un terreno di tipologia E.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Fig.6.12_Categorie di sottosuolo, (NTC2018)

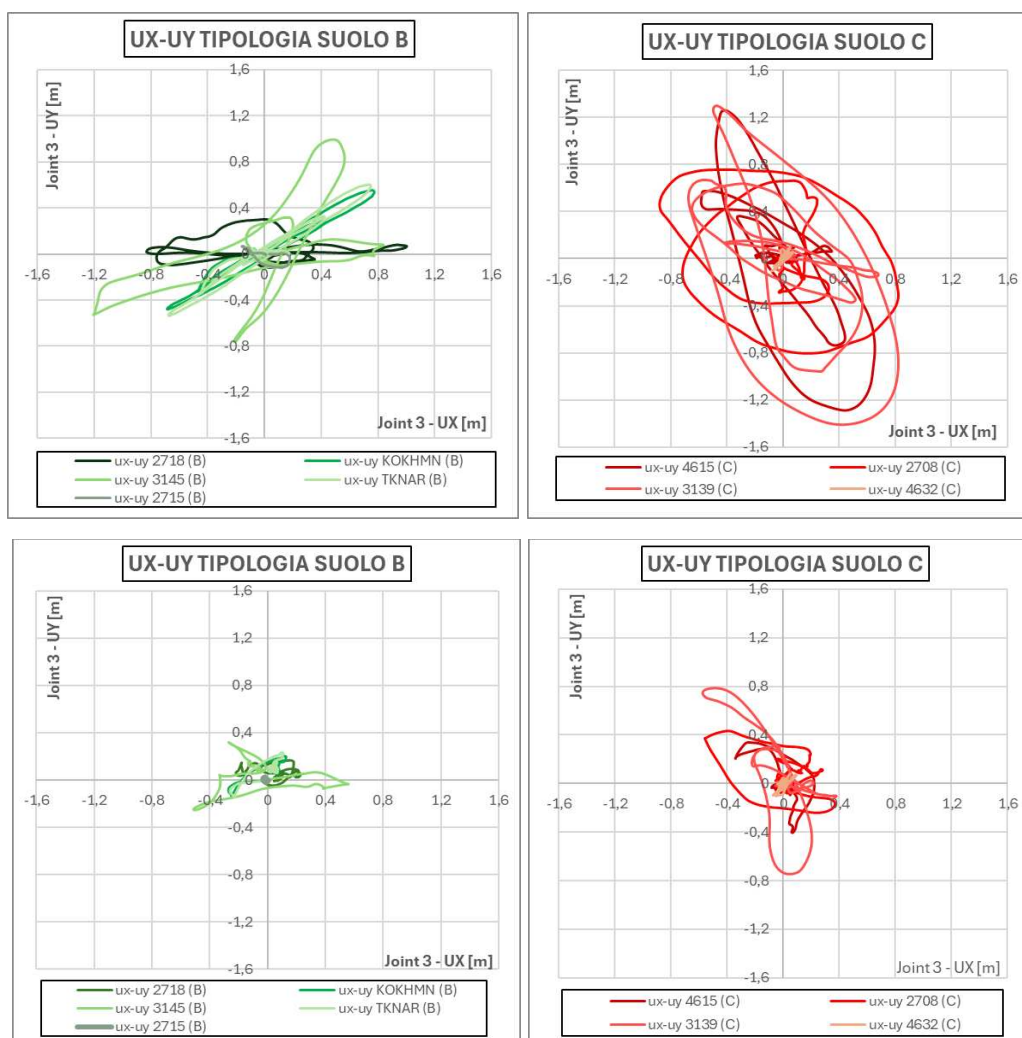
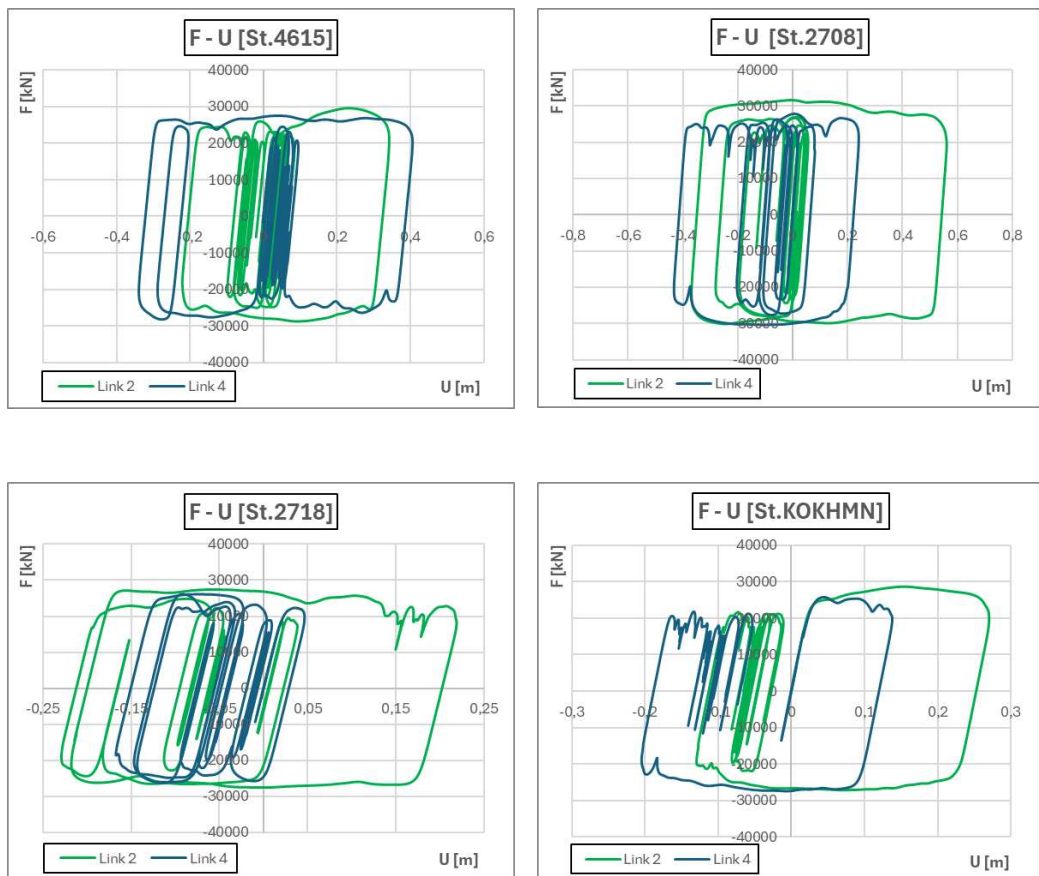


Fig. 6.13_Confronto delle traiettorie dell'isolatore con e senza dissipazione, suddivise per tipologia di suolo

Facendo riferimento agli spostamenti massimi ottenuti, si può vedere come non ci sia una grande influenza da parte della tipologia di sottosuolo; infatti, sia per la tipologia di suolo B che per la tipologia di suolo C, gli spostamenti con o senza dissipazione non mostrano una grande differenza. Per il suolo di tipo C lo spostamento massimo si ottiene in direzione Y, mentre per il suolo di tipo B lo spostamento massimo di ha in direzione X.

L'ultimo step è quello di analizzare i cicli di isteresi dei dispositivi di dissipazione, in modo da visualizzare la forza massima che questi subiscono durante l'evento sismico. Nei grafici, in direzione X viene riportato lo spostamento, mentre in direzione Y la forza a cui questi dispositivi sono sottoposti. Dalla Fig. 6.6, il link 2 è quello direzionato in X, mentre il link quattro è direzionato in Y.



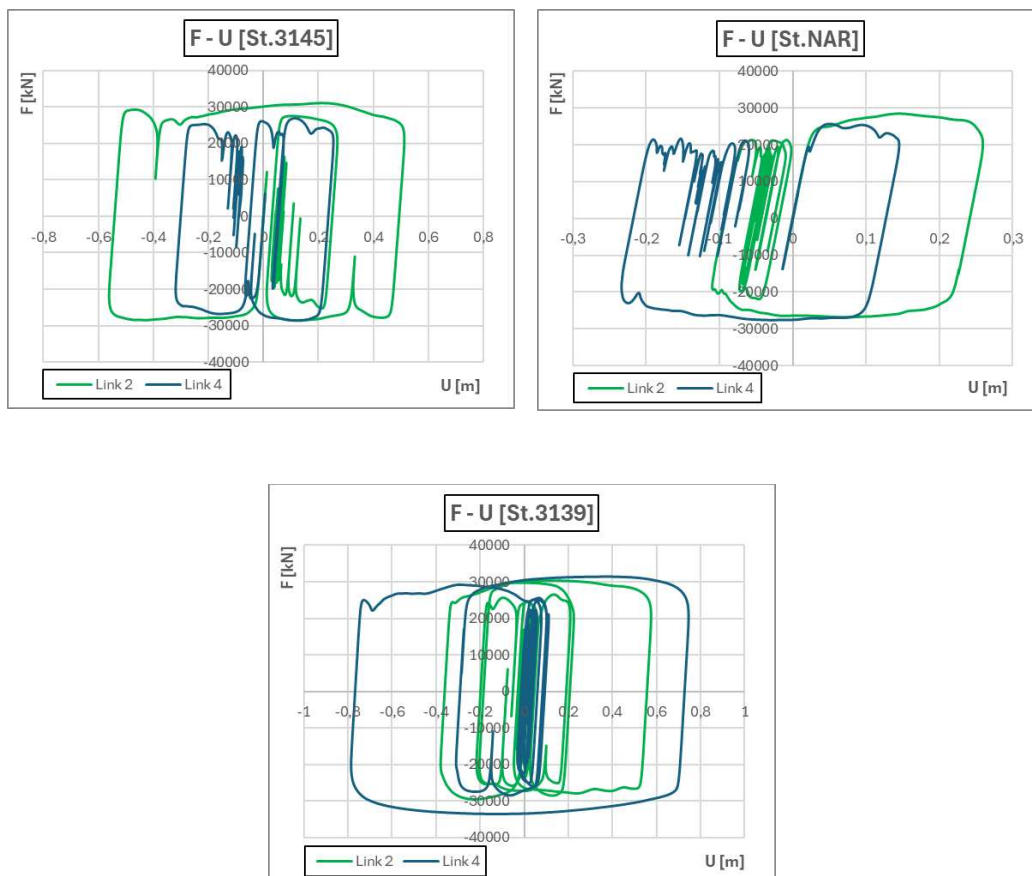


Fig. 6.14_Cicli di isteresi dei dispositivi di dissipazione

La forza massima che possiamo considerare per determinare il numero minimo dei dispositivi da inserire nella struttura in esame risulta essere pari, in quasi tutte le stazioni analizzate, a 30000 kN.

Dunque, ipotizzando che il dispositivo viscoso preso in considerazione può sopportare una forza massima di 2000 kN, il numero totale dei dissipatori risulta essere di un numero pari a 15.

7. Considerazioni sulla componente verticale degli eventi sismici analizzati

7.1 Approfondimento sulla componente verticale di un evento sismico

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali, in X e in Y, e una verticale, in Z, tra loro indipendenti.

In tutta la trattazione del caso studio sono state prese in considerazione soltanto le due componenti orizzontali, trascurando quella verticale; questo viene fatto nella maggior parte dei casi, ossia la componente associata al sisma sussultorio la si trascura ma non sempre è possibile.

In particolare, lo spettro di risposta verticale deve essere obbligatoriamente considerato quando:

- Gli elementi orizzontali hanno una luce maggiore di 20 metri;
- Sono presenti degli elementi precompressi;
- Sono presenti elementi a mensola di luce maggiore di 4 metri;
- Le strutture sono spingenti;
- Sono presenti dei pilastri in falso nell'edificio;
- Sono presenti dei piani sospesi.

In questo paragrafo si pone l'attenzione sulla componente in direzione Z, poiché se l'accelerazione spettrale verticale risulta maggiore di 1 g si ha il sollevamento del dispositivo, detto anche "up lift", che non è permesso dalla norma.

Infatti, nelle NTC2018, in particolare, nel capitolo 7.10.4.2 "Controllo di movimenti indesiderati", si specifica che, in caso di sforzi di trazione, questi devono essere in modulo inferiori al valore minore tra $2G$ e 1 MPa , negli isolatori elastomerici, dove G è il modulo di taglio del materiale elastomerico, mentre, devono essere nulli negli isolatori a scorrimento. In caso contrario, si devono predisporre degli opportuni vincoli che siano in grado di assorbire integralmente la trazione.

Dunque, per i dispositivi elastomerici gli sforzi di trazione devono essere limitati poiché se risultassero eccessivi, questi potrebbero indurre cavitazione nella gomma

e l'innesco di rotture. Nel caso degli isolatori a scorrimenti, la trazione deve essere nulla altrimenti si verifica il sollevamento e il distacco tra le superfici di scorrimento

Dunque, per eventi sismici importanti si deve controllare che la componente verticale in accelerazione risulti inferiore al valore unitario, in quanto l'efficacia dei dispositivi di isolamento viene meno, essendo questi incompatibili con gli sforzi di trazione.

Per questo approfondimento non sono state condotte le analisi ma i risultati sono stati direttamente letti dagli spettri. In questo caso gli spettri a bassi periodi sono rappresentativi di quello che succede in quanto, gli isolatori, per la componente verticale, hanno un comportamento elastico e sono poco dissipativi, al massimo si può considerare uno smorzamento pari al 5%.

Nei successivi capitoli si è approfondirà tale trattazione, andando ad analizzare, sia per l'evento di magnitudo 7.8 Mw sia per l'evento di magnitudo 7.5 Mw, la componente verticale di tali eventi sismici, mettendola in relazione alle altre due componenti orizzontali.

7.2 Componente verticale: evento 7.8 Mw

Di seguito sono riportati gli spettri in accelerazione dei segnali dell'evento di intensità 7.8 Mw. Nell'asse delle ascisse si riporta il periodo, mentre nell'asse delle ordinate si riporta il valore dell'accelerazione, espressa in g.

In questi grafici, a differenza di quelli visti nei precedenti capitoli, vengono rappresentate tutte e tre le componenti del sisma, cioè, le due orizzontali e in rosso la componente verticale.

Si ricorda che tutte le stazioni considerate per tale evento sismico si sviluppano lungo la faglia, dunque, i segnali che verranno analizzati di seguito sono caratterizzati da intensità elevate, che superano di gran lunga gli spettri di progetto.

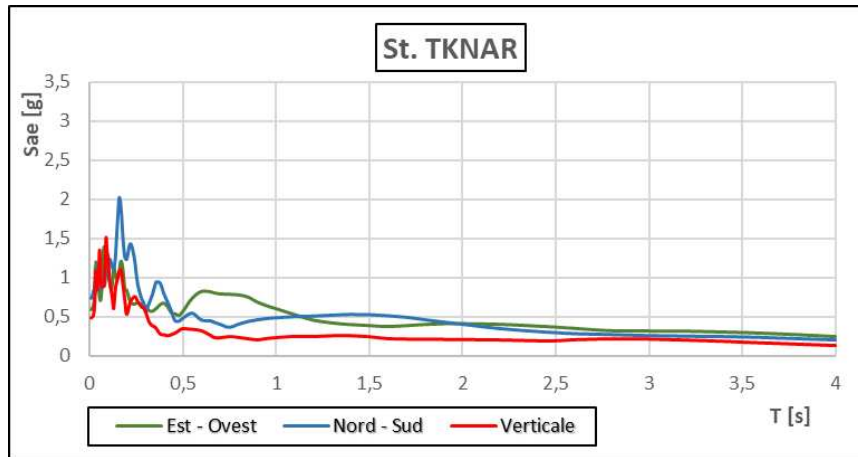


Fig. 7.1 Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TKNAR

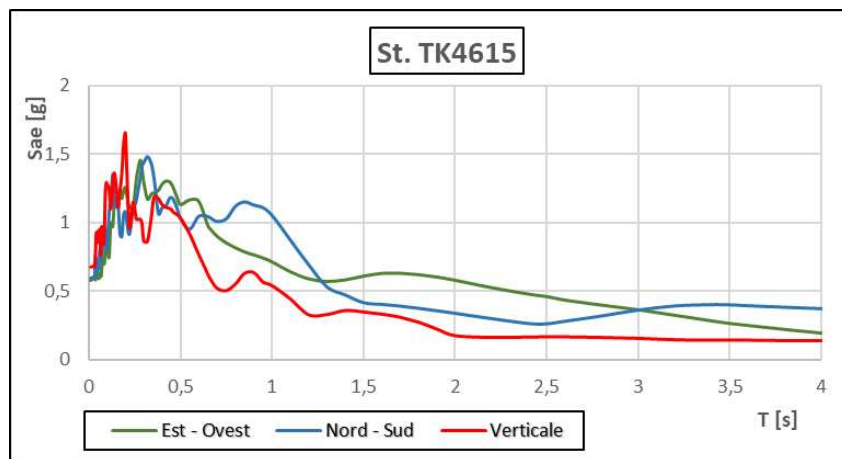


Fig. 7.2 Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4615

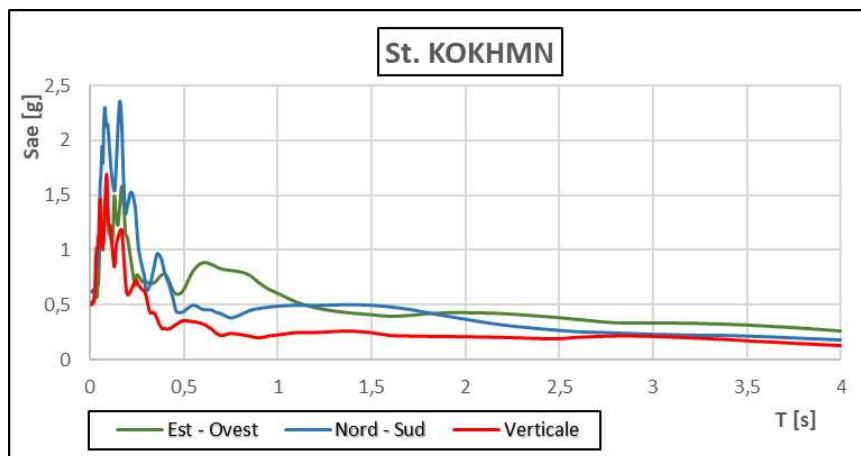


Fig. 7.3 Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. KOKHMN

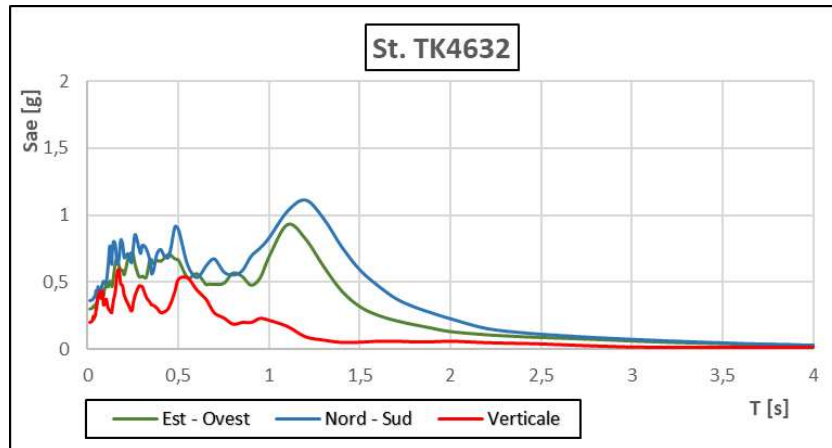


Fig. 7.4_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4632

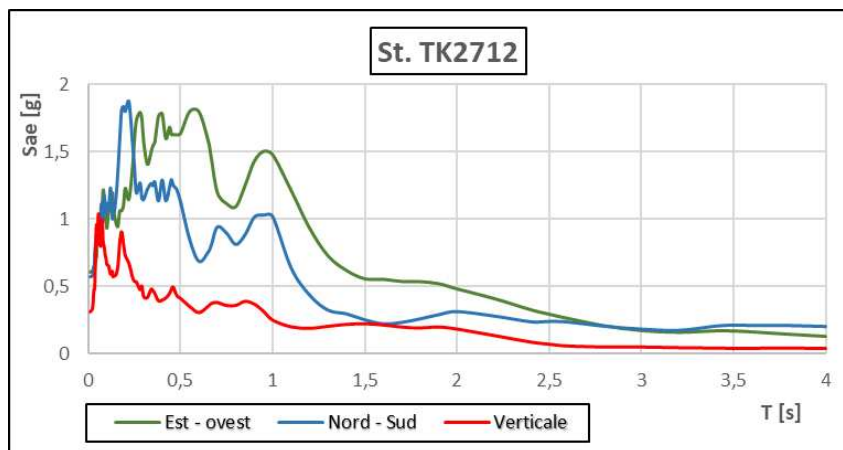


Fig. 7.5_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK2712

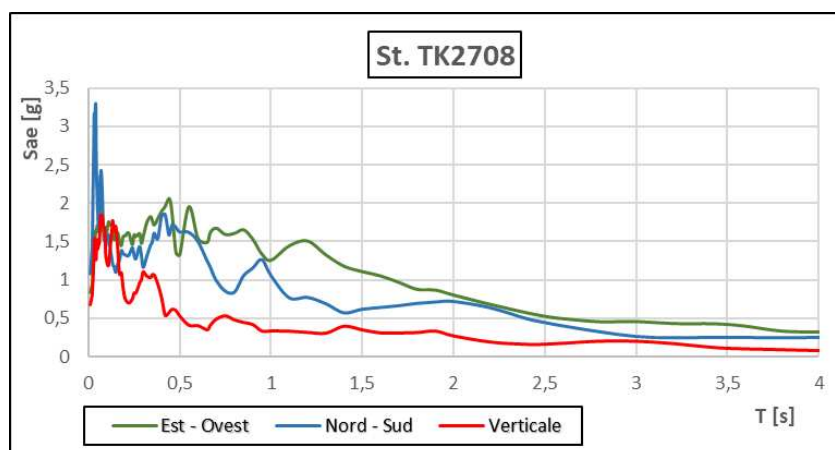


Fig. 7.6_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK2708

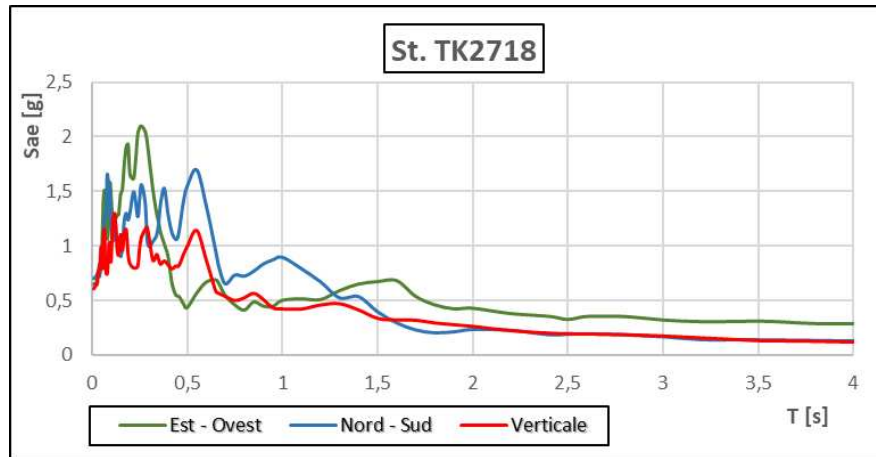


Fig. 7.7 Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK2718

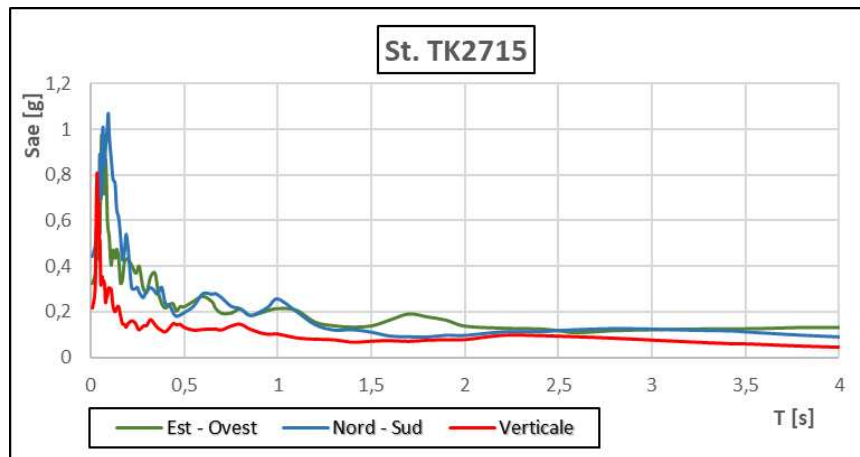


Fig. 7.8 Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK2715

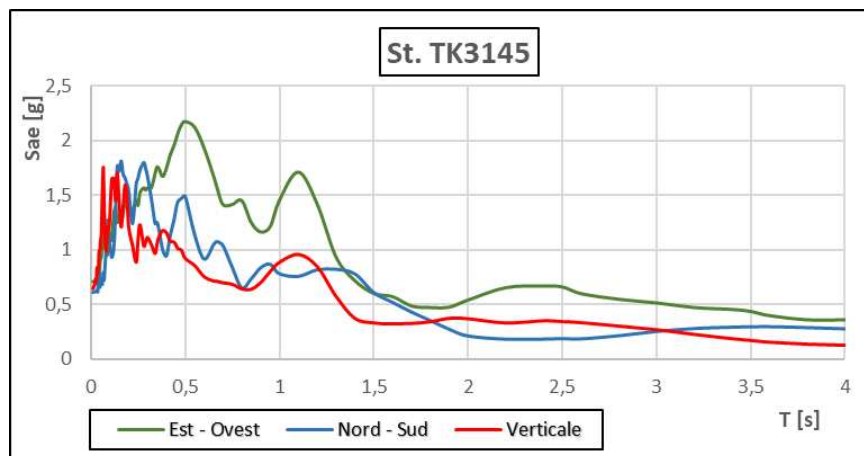


Fig. 7.9 Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK3145

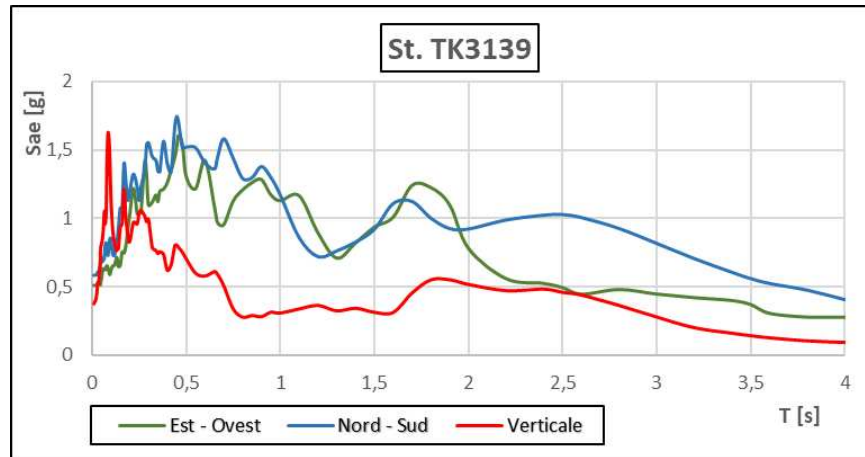


Fig. 7.10_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK3139

Dunque, dai vari grafici analizzati e descritti, si può dire che per questo evento sismico di magnitudo 7.8 Mw, la componente verticale non solo supera le due componenti orizzontali ma, nella maggior parte dei casi, raggiunge un valore di accelerazione superiore all'unità, generando il fenomeno detto "up lift". Quasi tutti i segnali registrati dalle stazioni prese in esame sono caratterizzati da una componente verticale molto elevata, che supera di gran lunga il valore di 1 g ma, e in alcuni casi anche le due componenti verticali. Questo aspetto risulta problematico per il distacco del dispositivo di isolamento, il quale non reagisce a trazione e la sua efficacia è del tutto nulla.

$$T_{is} = \sqrt{2\pi^2 \cdot \frac{M}{K}}$$

In particolare, in direzione verticale si ha una rigidezza molto elevata, di conseguenza, dalla relazione riportata, si può notare come i periodi di interesse sono molto bassi. In corrispondenza di questi periodi la componente verticale supera le due componenti orizzontali e presenta il picco dell'accelerazione spettrale.

Da questo discorso, restano fuori le due stazioni TK2715 e TK4632 che, a differenza delle altre, sono caratterizzate da accelerazioni spettrali verticali inferiori al valore di 1 g, per cui non si ha il problema del sollevamento dei dispositivi.

7.3 Componente verticale: evento 7.5 Mw

Lo stesso discorso fatto per l'evento sismico di magnitudo 7.8 Mw è stato effettuato per l'evento sismico di intensità minore, pari a 7.5 Mw.

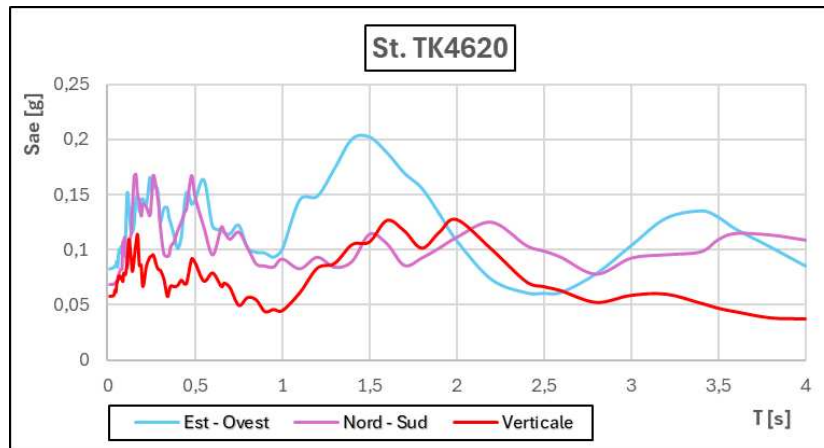


Fig. 7.11 Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4620

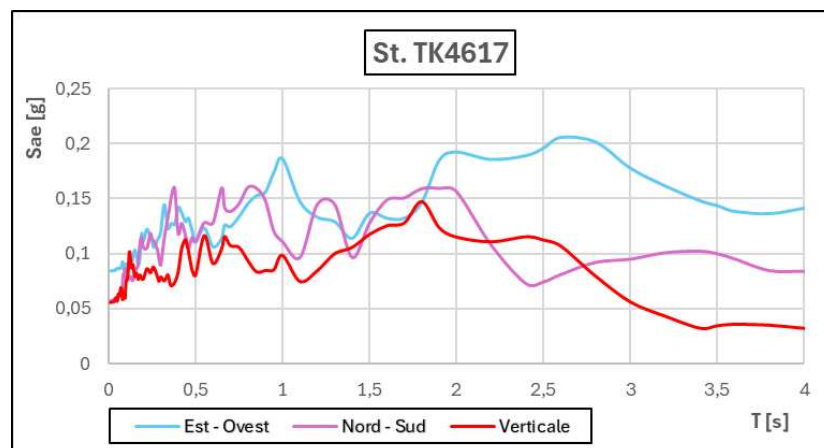


Fig. 7.12 Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4617

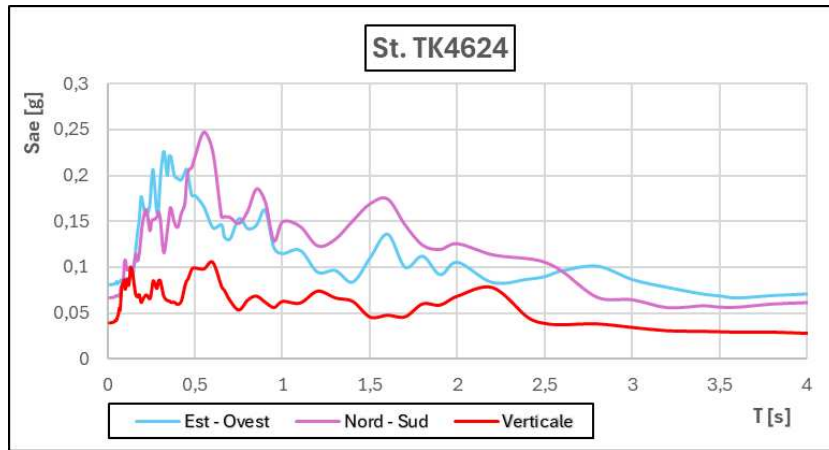


Fig. 7.13_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4624

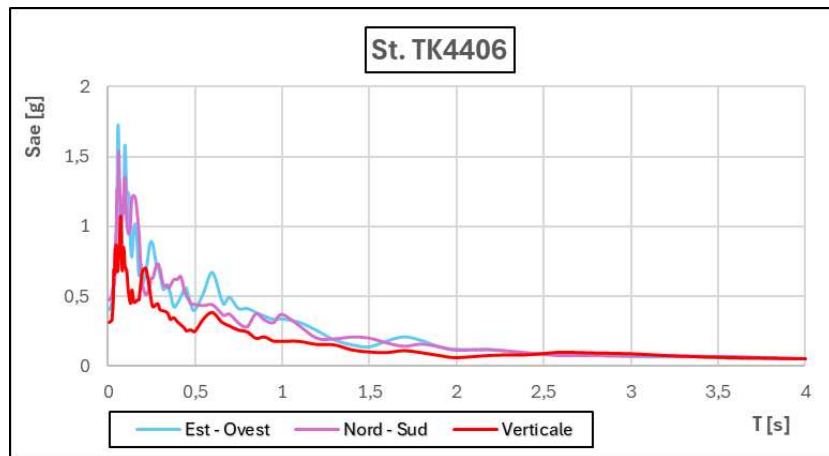


Fig. 7.14_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4406

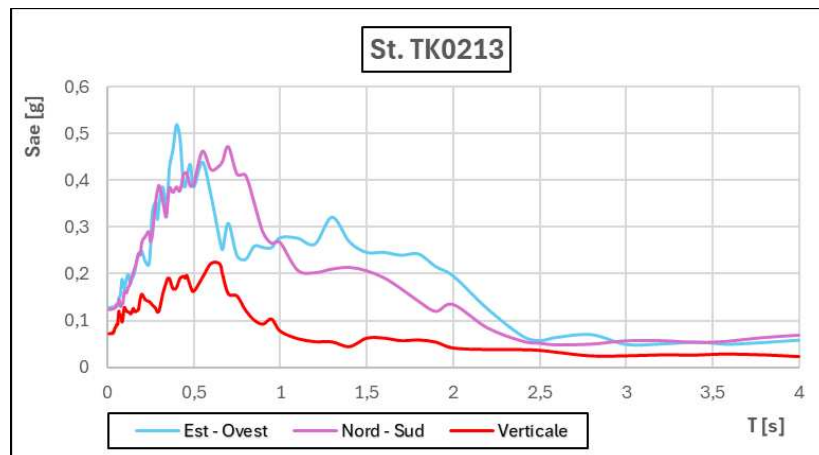


Fig. 7.15_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK0213

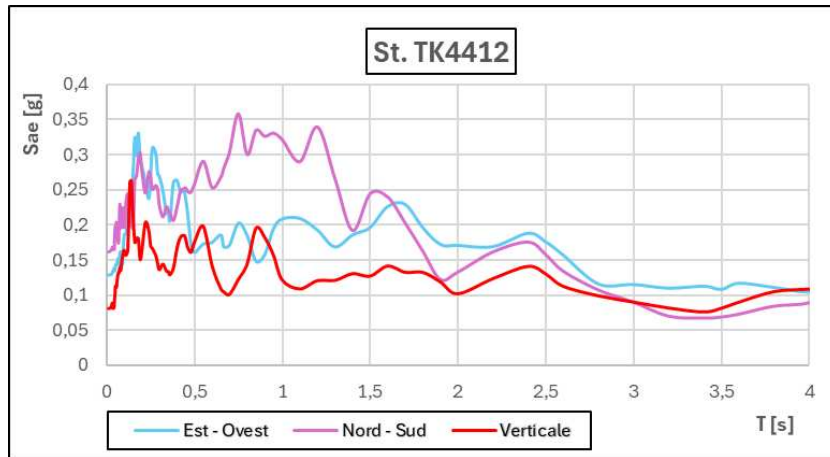


Fig. 7.16_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4412

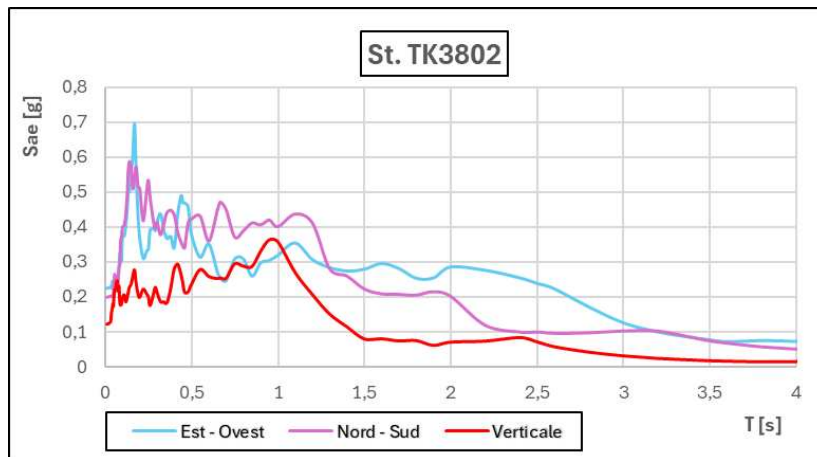


Fig. 7.17_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK3802

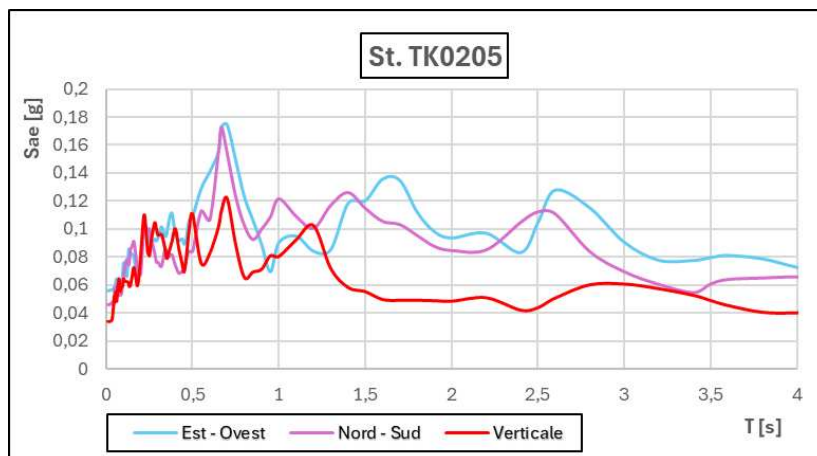


Fig. 7.18_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK0205

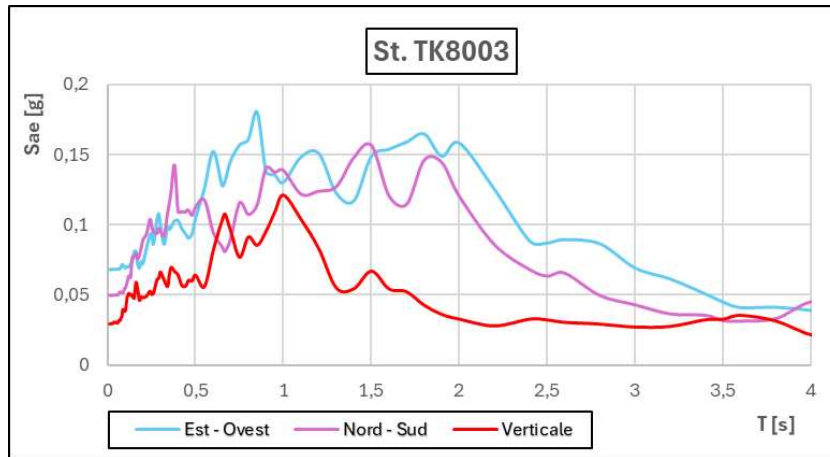


Fig. 7.19_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK8003

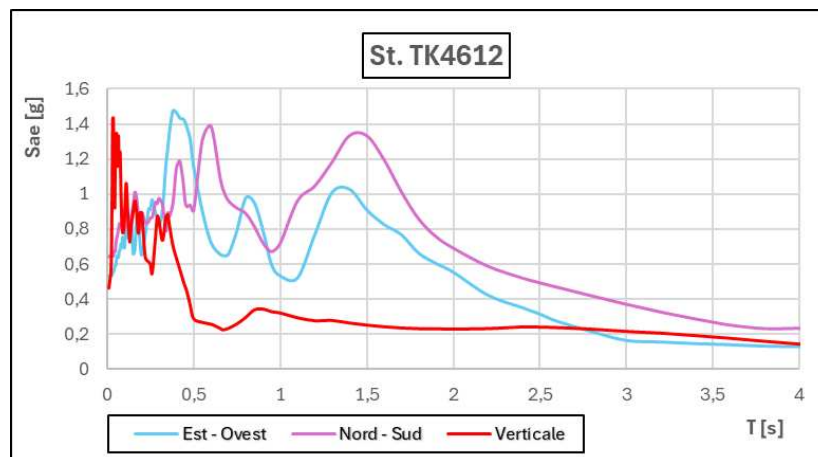


Fig. 7.20_Spettri in accelerazione delle tre componenti, St. TK4612

In questo caso le accelerazioni spettrali verticali, in corrispondenza dei bassi periodi, si collocano al di sotto delle due componenti orizzontali e non raggiungono il valore pari ad 1 g, tranne che per le stazioni TK4406 e TK4612.

Il segnale registrato dalla stazione TK4612, analizzato precedentemente, è di tipo impulsivo, per cui può non essere preso in considerazione. Il segnale della stazione TK4406 mostra un picco di accelerazione verticale al limite, vicino ad 1 g, non superandola, a differenza di tutti i casi analizzati nel capitolo 7.2.

In conclusione, si può dire che la componente verticale per un evento sismico di intensità elevate deve essere attentamente analizzata quando si hanno strutture isolate alla base, perché i normali dispositivi che si utilizzano, quali isolatori elastomerici e isolatori a scorrimento, non sono efficaci per sforzi di trazione.

8. Conclusioni

In questo elaborato è stata analizzata la risposta dell'edificio ospedaliero di Adana, isolato alla base, a seguito del principale evento sismico registrato in Turchia il 06 Febbraio 2023 di magnitudo 7.8 Mw. Avendo a disposizione il modello completo della struttura, è stato possibile esportare tutti i parametri specifici del sistema di isolamento, costituito da isolatori a scorrimento, e della sovrastruttura.

Da questo si è passati ad un modello semplificato, considerando un oscillatore semplice, con il quale poi è stato possibile effettuare delle analisi dinamiche non lineari. Nel caso specifico, per poter testare l'efficacia di tale sistema di isolamento e valutare la reale risposta, sono stati considerati dapprima i segnali registrati dalle stazioni di misura posizionate vicino alla struttura ma lontane dall'epicentro. Dai primi risultati, gli spostamenti registrati si sono rivelati molto bassi, quasi come se la struttura si fosse comportata a base fissa. Pertanto, per poter effettivamente verificare la capacità globale del sistema, sono state effettuate le analisi dinamiche non lineari con i segnali delle stazioni posizionate vicino all'epicentro dell'evento sismico di magnitudo 7.5 Mw. Le stazioni sono state scelte in modo tale che i segnali avessero degli spettri intermedi a quelli di progetto, ovvero minori dello spettro all'MCE ma maggiori dello spettro al DBE. I risultati ottenuti hanno confermato quanto atteso, cioè, spostamenti accettabili e inferiori alla capacità massima, con accelerazioni in sovrastruttura limitate.

Si è fatto un approfondimento ulteriore, andando a considerare i segnali relativi al massimo evento di magnitudo 7.8 Mw delle stazioni localizzate lungo la faglia, in modo da trovare gli spostamenti massimi in assoluto. I risultati mostrano un'efficacia del sistema di isolamento dell'ospedale preso in esame; si precisa però, che tale studio è stato del tutto teorico poiché la struttura si trova ben distante dall'epicentro e dalla faglia. Questa trattazione specifica è stata eseguita per avere un ordine di grandezza sugli spostamenti che possono generarsi, a seguito di un evento sismico di intensità elevata, in strutture strategiche situate vicino faglia.

Gli spostamenti ottenuti sono decisamente elevati, arrivando in alcuni casi a valori di 1.40 metri. Di conseguenza, l'attenzione si è spostata sulle possibili soluzioni che possono essere adottate per gli edifici vicino faglia isolati alla base al fine di sostenere tali intensità. Tra le alternative analizzate, quella approfondita si è basata

sull'aggiunta di dissipazione al sistema di isolamento esistente, attraverso l'utilizzo di dissipatori viscosi, cercando di ottenere uno spostamento inferiore ad un target fissato. I risultati hanno confermato un buon comportamento di tutto il sistema dimensionato, con delle piccole eccezioni in alcuni casi particolari.

Infine, si è approfondito l'aspetto relativo alla componente verticale per tutti gli eventi precedentemente analizzati. L'evento di magnitudo 7.8 Mw e in particolar modo le stazioni collocate vicino alla faglia hanno mostrato valori di accelerazione spettrale verticale superiori a 1 g. In particolare, analizzando gli spettri, è emerso che le accelerazioni verticali superano in alcuni casi (per le registrazioni più vicine alla faglia) le due componenti orizzontali, arrivando in alcuni casi, a valori pari a 3 g nel range dei bassi periodi.

Questo potrebbe essere un problema perché potrebbe portare ad un annullamento della forza assiale del dispositivo e poi, essendo un vincolo monolatero, ad un suo sollevamento con conseguente impatto in fase di ricaduta. Lo stesso studio è stato effettuato per le stazioni relative all'evento di magnitudo 7.5 Mw, ma in questo caso, le accelerazioni spettrali sono quasi sempre al di sotto delle due componenti orizzontali e inferiori al valore di 1 g, per cui non si ha il problema del sollevamento. Tale problematica, affrontata in modo semplificato in questa tesi, richiede uno studio approfondito che potrebbe essere condotto effettuando delle analisi numeriche considerando la componente verticale.

In conclusione, si può dire che gli ospedali isolati alla base con isolatori a pendolo sono in grado di sopportare gli eventi sismici registrati in Turchia, prevedendo per i siti più vicini all'epicentro una fonte aggiuntiva di dissipazione di energia. Inoltre, nel caso in cui la componente verticale risultasse un reale problema, una soluzione potrebbe essere quella di accoppiare a questi isolatori dei dispositivi specifici capaci di sopportare questo fenomeno.

Bibliografia

- [1] Qu, Z., Wang, F., Chen, X., Wang, X., Zhou, Z., Rapid report of seismic damage to hospitals in the 2023 Turkey earthquake sequences, Earthquake Research Advances, Earthquake Engineering Research Institute (2023).
- [2] K. Önder Çetin, Jonathan D. Bray, J. David Frost, Ayse Hortacsu, Eduardo Miranda, Robb Eric S. Moss, Jonathan P. Stewart, February 6, 2023 Türkiye Earthquakes: Report on Geoscience and Engineering Impacts, (2023).
- [3] Mustafa Erdika, Ömer Ülkerb, Bahadır Şadanc, Cüneyt Tüzün, Seismic isolation code developments and significant applications in Turkey, Soil Dynamics and Earthquake Engineering (2018).
- [4] Trombetta, Placido Lucà, Maria Gabriella Castellano, and Davide Cocchio, Adeguamento Sismico di Edifici mediante Isolamento Sismico.
- [5] Calvi, G. M., D. Pietra, and M. Moratti. "Criteri per la progettazione di dispositivi di isolamento a pendolo scorrevole." *Progettazione sismica* 3 (2010).
- [6] Benzoni, Gianmario, et al. "Tecniche innovative di adeguamento sismico in Italia. Raccolta di casi studio e linee guida progettuali per interventi con isolamento sismico e dissipazione di energia." (2020).
- [7] D.M. 17/01/2018, Norme tecniche per le costruzioni.
- [8] Circolare 21 gennaio 2019 n° 7/C.S.LL.PP, Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.
- [9] UNI EN 15129:2018 Dispositivi antisismici
- [10] Catalogo FIP Industriale
- [11] Dispense del corso "Sistemi avanzati per la protezione sismica delle costruzioni" Professoressa Laura Ragni.

Sitografia

- [1] European Strong Motion Database (ESM): [ESM - Engineering Strong Motion database \(esm-db.eu\)](https://esm-db.eu).

Ringraziamenti

Arrivata alla fine di questo percorso vorrei ringraziare tutte le persone che, in un modo o nell'altro mi hanno aiutato a raggiungere questo ulteriore traguardo.

Anzitutto ringrazio la Professoressa Ing. Laura Ragni per avermi permesso di intraprendere e approfondire questo tema, che fin da subito mi ha incuriosito, ma soprattutto per la disponibilità, i consigli e la fiducia che mi ha dimostrato sia durante il tirocinio sia durante tutta l'elaborazione della tesi.

Inoltre, ringrazio l'Ing. Gabriella Castellano e l'azienda FIP MEC che hanno messo a disposizione tutti i dati utilizzati per il seguente elaborato.

Un doveroso ringraziamento va a mio padre e mia madre per avermi sempre supportato in questo percorso di studi, sia dal punto di vista umano che economico con grandi sacrifici, permettendomi di arrivare fin qui.

Ringrazio inoltre mio cugino Roberto, gli zii, le zie e i nonni che mi hanno dimostrato vicinanza e sostegno nei periodi più duri e impegnativi.

Ringrazio Sara che, in questi ultimi due anni, oltre ad essere stata una coinquilina è stata anche un punto di riferimento molto importante per me perché, con la sua determinazione e razionalità, mi ha sempre dato la forza per superare tutti i momenti più difficili che ho incontrato in questo percorso.

Ringrazio Leonardo per essermi stato vicino, per aver sempre creduto in me, nelle mie capacità, incoraggiandomi sempre a dare il massimo.

Un grazie speciale va a Michael, compagno di corso, di progetti e soprattutto amico. Grazie per avermi supportato in tutti i progetti fatti insieme, per tutti i consigli che mi hai dato durante questi anni,

Infine, ringrazio tutti gli amici che mi sono stati vicini e che hanno condiviso con me gioie ma anche sacrifici, tutti i compagni di corso, con i quali ho condiviso l'entusiasmo ma anche le fatiche che il nostro percorso di studi richiede.

Grazie,
Elisa