

POLITECNICO DI TORINO



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

In Ingegneria Civile

ANALISI DINAMICA DI UNA GALLERIA IN ZONA SISMICA

Candidato:

Gerlando Clemente

Relatrice:

Prof.ssa Monica Barbero

Correlatore esterno:

Ing. Georgios Kalamaras

Anno Accademico 2018/2019

Sommario

Nel presente elaborato di tesi sono stati trattati diversi aspetti riguardanti l'analisi dinamica di una galleria in zona sismica. La tesi è strutturata in quattro capitoli, di cui i primi tre sono di carattere introduttivo e descrittivo, nei quali vengono illustrati gli approcci utilizzati, basati sulla letteratura esistente, mentre nel quarto capitolo si presenta il caso studio della sezione scelta, all'interno di un progetto riguardante una galleria di linea.

In particolare, nel primo capitolo, che ha uno scopo introduttivo, vengono illustrati i motivi per i quali si è ritenuto interessante sviluppare una tesi su questo particolare argomento, andando ad analizzare diversi casi, presenti in letteratura, che mostrano i danni causati dal sisma nelle opere in sotterraneo.

Nel secondo capitolo, vengono invece analizzati e descritti quelli che sono i principali passaggi della progettazione delle gallerie. In particolare saranno evidenziati le diverse fasi progettuali e i criteri di modellazione numerica utilizzati, cercando di soffermare l'attenzione sui punti cardine di tale processo. All'interno di questo capitolo infatti vengono illustrati nel dettaglio le procedure da seguire, in modo da ottenere un modello quanto più idoneo possibile alla progettazione sia dal punto di vista dell'opera ma anche per quanto riguarda il sito in esame ed i relativi sistemi strutturali. Sarà inoltre presentata la sezione oggetto di studio, in modo da effettuare la validazione del software attraverso un'analisi numerica statica ed il confronto con i risultati ottenuti in azienda con l'utilizzo di altri programmi numerici.

Il terzo capitolo ha invece lo scopo di descrivere le diverse procedure e metodologie ad oggi utilizzate per la progettazione sismica delle gallerie, andando ad evidenziare quelle che sono le sostanziali particolarità tra le diverse tipologie di analisi. In particolare, ci si è soffermati sulle differenze tra analisi semplificate, a volte anche analitiche, ed analisi un po' più complesse, effettuate attraverso software di modellazione numerica.

Il quarto capitolo è infine dedicato alla caratterizzazione sismica e all'analisi della sezione oggetto di studio, andando ad applicare le metodologie descritte nei capitoli precedenti.

In particolare, in quest'ultima parte vengono analizzati e commentati i risultati ottenuti attraverso le analisi numeriche dinamiche, evidenziando le differenze dovute a diversi fattori, quali:

- Tipo di analisi e relativa complessità
- Analisi 2D o 3D
- Presenza di un'interfaccia stratigrafica lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera

Tenendo quindi conto di tutte queste casistiche, è stato possibile confrontare i risultati, ottenuti dai diversi modelli, in termini di sollecitazioni e spostamenti, cercando di individuare la soluzione migliore per ogni circostanza.

Indice

SOMMARIO	1
INDICE	3
INDICE DELLE FIGURE	5
INDICE DELLE TABELLE	8
INTRODUZIONE	9
1 DINAMICA DELLE OPERE IN SOTTERRANEO	10
1.1 GENERALITÀ	10
1.2 ASPETTI PRINCIPALI LEGATI ALLA SISMICITÀ.....	11
1.2.1 <i>Cenni sul comportamento dinamico dei terreni</i>	11
1.2.2 <i>Cenni sulle prove per la caratterizzazione sismica dei terreni</i>	15
1.2.2.1 Prove di laboratorio.....	15
1.2.2.2 Prove in sito.....	17
1.2.2.3 Confronto tra le due tipologie di prova.....	18
1.2.3 <i>La sismicità in Italia</i>	19
1.3 CENNI STORICI E CASISTICHE PRINCIPALI PRESENTI IN LETTERATURA	22
1.3.1 <i>Casi studio nel mondo</i>	23
1.3.1.1 California.....	24
1.3.1.2 Giappone.....	25
1.3.1.3 Repubblica Popolare Cinese.....	26
1.3.1.4 Turchia.....	27
1.3.2 <i>Casi studio in Italia</i>	28
1.3.2.1 Terremoto del Friuli.....	28
1.3.2.2 Terremoto dell'Irpinia.....	29
1.3.2.3 Terremoto dell'Aquila.....	30
1.3.2.4 Terremoto appennino Umbro-Marchigiano.....	30
1.4 CAUSE, TIPOLOGIA DI DANNI E MIGLIORAMENTI NELLA PROGETTAZIONE.....	32
1.4.1 <i>Cause principali</i>	32
1.4.2 <i>Tipologia di danni causati da un sisma e miglioramenti nella progettazione</i>	35
1.4.2.1 Tipi di danno.....	36
1.4.2.2 Miglioramenti nella progettazione e strutture protettive.....	37
2 FASI PROGETTUALI E MODELLAZIONE NUMERICA DELLE GALLERIE	39
2.1 GENERALITÀ	39
2.2 FASI PROGETTUALI DELLE GALLERIE	40
2.2.1 <i>Fase di indagine</i>	40
2.2.2 <i>Fase di diagnosi</i>	41
2.2.3 <i>Fase di terapia ed analisi statica</i>	42
2.3 MODELLAZIONE NUMERICA	43
2.3.1 <i>Dimensioni del modello e condizioni al contorno</i>	44
2.3.2 <i>Legami costitutivi e generazione della mesh</i>	46
2.3.3 <i>Interventi strutturali e fasi costruttive</i>	47
2.4 VALIDAZIONE DEL MODELLO NUMERICO	50
2.4.1 <i>Caso studio</i>	50
2.4.2 <i>Analisi statica e confronto dei risultati</i>	54

3	ANALISI TENSIO-DEFORMATIVA DELLE GALLERIE IN CONDIZIONI DINAMICHE	59
3.1	GENERALITÀ	59
3.2	DIFFERENTI APPROCCI PER L'ANALISI DINAMICA.....	60
3.3	ANALISI DINAMICHE SEMPLIFICATE	63
3.3.1	<i>Definizione dell'azione sismica</i>	63
3.3.1.1	Valutazione della pericolosità sismica	63
3.3.1.2	Valutazione della massima deformazione di taglio	67
3.3.2	<i>Risposta della sezione trasversale</i>	69
3.3.2.1	Modello Analitico	69
3.3.2.2	Modello Numerico.....	76
3.3.3	<i>Risposta della sezione longitudinale</i>	83
3.4	ANALISI DINAMICHE COMPLETE.....	89
3.4.1	<i>Aspetti rilevanti della modellazione 3D</i>	89
3.4.1.1	Direzione trasversale.....	89
3.4.1.2	Direzione longitudinale	92
3.4.2	<i>Problematiche relative alle analisi dinamiche complete</i>	93
3.4.2.1	Condizioni al contorno	93
3.4.2.2	Dimensioni della mesh	94
3.4.2.3	Input sismico	95
3.4.3	<i>Analisi eigenvalues</i>	96
4	CASO STUDIO	98
4.1	GENERALITÀ	98
4.2	CARATTERIZZAZIONE DINAMICA ED INPUT SISMICO	99
4.2.1	<i>Caratterizzazione dinamica</i>	99
4.2.2	<i>Valutazione dell'input sismico</i>	101
4.3	MODELLI NUMERICI.....	104
4.3.1	<i>Analisi dinamica semplificata 2D</i>	104
4.3.2	<i>Analisi dinamica completa 2D</i>	106
4.3.3	<i>Analisi dinamica semplificata 3D</i>	108
4.3.4	<i>Analisi dinamica completa 3D</i>	110
4.3.5	<i>Confronti e considerazioni</i>	112
4.3.5.1	Influenza del tipo di analisi	112
4.3.5.2	Influenza del tipo di modellazione	115
4.4	INTERFACCIA STRATIGRAFICO.....	118
4.4.1	<i>Analisi dinamica semplificata 3D</i>	119
4.4.2	<i>Analisi dinamica completa 3D</i>	121
4.4.3	<i>Confronti e considerazioni</i>	123
	CONCLUSIONI.....	128
	BIBLIOGRAFIA	130
	RINGRAZIAMENTI.....	133

Indice delle figure

FIGURA 1.2.1: SCHEMATIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLE OPERE IN ELEVAZIONE ED IN SOTTERRANEO [3]	11
FIGURA 1.2.2: COMPORTAMENTO LINEARE E NON LINEARE DEL TERRENO [4]	12
FIGURA 1.2.3: MODELLO VISCO-ELASTICO LINEARE	13
FIGURA 1.2.4: COMPORTAMENTO NON LINEARE DEL TERRENO PER EFFETTO DEI CARICHI CICLICI [4]	14
FIGURA 1.2.5: CURVE DI DECADIMENTO DEL MODULO DI TAGLIO [4]	14
FIGURA 1.2.6: APPARECCHIATURA PER LE PROVE DI LABORATORIO [4]	15
FIGURA 1.2.7: RISPOSTA IN FREQUENZA OTTENUTA DA UNA PROVA IN COLONNA RISONANTE [4]	16
FIGURA 1.2.8: CURVA SFORZO-DEFORMAZIONI OTTENUTA DA UNA PROVA DI TAGLIO TORSIONALE CICLICO [4]	16
FIGURA 1.2.9: SCHEMATIZZAZIONE DELLE PROVE GEOFISICHE INVASIVE E NON INVASIVE [5]	18
FIGURA 1.2.10: TETTONICA DELLE PLACCHE IN ITALIA	19
FIGURA 1.2.11: MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA IN ITALIA	21
FIGURA 1.3.1: ALCUNI DEI 345 CASI STUDIO ANALIZZATI DA DIVERSI AUTORI [14]	23
FIGURA 1.3.2: DEFORMAZIONI SUBITE DA DELLE TUBAZIONI IN ACCIAIO DURANTE IL TERREMOTO DI NORTHRIDGE [15]	24
FIGURA 1.3.3: METROPOLITANA DI KOBE DURANTE IL TERREMOTO DEL 1995 [16]	25
FIGURA 1.3.4: RAPPRESENTAZIONE DELLE COLONNE E DELLA LASTRA DI COPERTURA DELLA METROPOLITANA [17]	26
FIGURA 1.3.5: INSTABILITÀ DEL PENDI E CONSEGUENTI DANNI SULLE TUBAZIONI DURANTE IL TERREMOTO [18]	26
FIGURA 1.3.6: DANNEGGIAMENTI OSSERVATI NEL TUNNEL DEL BOLU [17]	27
FIGURA 1.3.7: EVENTI SISMICI PIÙ SIGNIFICATIVI REGISTRATI IN ITALIA [19]	28
FIGURA 1.3.8: GALLERIA PAVONCELLI	29
FIGURA 1.3.9: QUADRO FESSURATIVO DELLA GALLERIA MONTELUCCO [19]	30
FIGURA 1.3.10: LESIONE TRA I GIUNTI NELLE GALLERIE LE CASE ED ESPOSIZIONE DEI FERRI NELLA GALLERIA COLLE PRETELLE I [19]	31
FIGURA 1.3.11: DANNI MOSTRATI DALLA GALLERIA S. BENEDETTO DOPO IL SISMA DEL 30 OTTOBRE [20]	31
FIGURA 1.4.1: LIVELLO DI DANNO IN FUNZIONE DI PGV, DISTANZA E MAGNITUDO DI UN SISMA [9]	32
FIGURA 1.4.2: LIVELLO DI DANNO ASSOCIATO AI VALORI DI PGA E PGV [9]	33
FIGURA 1.4.3: LIVELLI DI DANNO ASSOCIATI AL RICOPRIMENTO E AL TIPO DI ROCCIA [11]	34
FIGURA 1.4.4: LIVELLI DI DANNO ASSOCIATI AL TIPO DI SUPPORTO E ALLA MAGNITUDO [11]	34
FIGURA 1.4.5: LIVELLI DI DANNO ASSOCIATI ALLA PGA E ALLA DISTANZA DALL'EPICENTRO [11]	35
FIGURA 1.4.6: TIPI DI DANNEGGIAMENTO [21]	36
FIGURA 1.4.7: SISTEMA DI ISOLAMENTO PROPOSTO DA KAWASHIMA [22]	38
FIGURA 1.4.8: DIMINUIZIONE DEL MOMENTO GRAZIE AL SISTEMA DI ISOLAMENTO [22]	38
FIGURA 2.3.1: SCHEMATIZZAZIONE DI UN MODELLO NUMERICO	43
FIGURA 2.3.2: DIMENSIONI DEL MODELLO NUMERICO	44
FIGURA 2.3.3: CONDIZIONI AL CONTORNO DI UN MODELLO NUMERICO	45
FIGURA 2.3.4: DISCRETIZZAZIONE DEL DOMINIO ATTRAVERSO LA MESH	46
FIGURA 2.3.5: RIVESTIMENTO PROVVISORIO CON CALCESTRUZZO E CENTINE [31]	48
FIGURA 2.3.6: SEZIONE EQUIVALENTE [31]	48
FIGURA 2.3.7: SEZIONE DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO	49
FIGURA 2.3.8: ELEMENTO BEAM E SHELL	49
FIGURA 2.4.1: GALLERIA NATURALE A DOPPIO BINARIO	50
FIGURA 2.4.2: SEZIONE OGGETTO DI STUDIO	53
FIGURA 2.4.3: MODELLO NUMERICO DELLA GALLERIA OGGETTO DI STUDIO	54
FIGURA 2.4.4: SPOSTAMENTI TOTALI INDOTTI DALLO SCAVO	55
FIGURA 2.4.5: SPOSTAMENTI TOTALI SOPRA LA CALOTTA	55
FIGURA 2.4.6: SPOSTAMENTI TOTALI AI LATI DEI PIEDRITTI	56
FIGURA 2.4.7: STATO TENSIONALE DEL TERRENO INDOTTO DALLO SCAVO	56
FIGURA 2.4.8: STATO TENSIONALE SOPRA LA CALOTTA	56
FIGURA 2.4.9: STATO TENSIONALE AI LATI DEI PIEDRITTI	57
FIGURA 2.4.10: SISTEMA DI RIFERIMENTO PER LA CALOTTA	57

FIGURA 2.4.11: MOMENTO FLETTENTE AGENTE SULLA CALOTTA.....	57
FIGURA 2.4.12: SFORZO NORMALE AGENTE SULLA CALOTTA	58
FIGURA 2.4.13: SFORZO DI TAGLIO AGENTE SULLA CALOTTA	58
FIGURA 3.1.1: ITER PROGETTUALE PER L'ANALISI DI UNA GALLERIA IN CONDIZIONI DINAMICHE [14].....	59
FIGURA 3.2.1: COMPRESSIONE-ESTENSIONE [17].....	61
FIGURA 3.2.2: FLESSIONE LONGITUDINALE [17]	61
FIGURA 3.2.3: OVALING NEL CASO DI TUNNEL CIRCOLARE, RACKING DEL CASO DI TUNNEL SCATOLARE [17].....	61
FIGURA 3.2.4: SCHEMATIZZAZIONE DELL'ANALISI DINAMICA DELLE OPERE IN SOTTERRANEO [14].....	62
FIGURA 3.3.1: MODELLO ANALITICO PER LA VALUTAZIONE DELLE DEFORMAZIONI DEL MEZZO INDOTTE DA UN'ONDA SISMICA [17] ..	68
FIGURA 3.3.2: DEFORMAZIONI DEL MEZZO INDOTTE DA UN'ONDA SISMICA [33].....	69
FIGURA 3.3.3: OVALIZZAZIONE DELLA SEZIONE [17].....	69
FIGURA 3.3.4: MODELLO CONTINUO DEL MEZZO E DEL GUSCIO CILINDRICO DEL RIVESTIMENTO [32].....	70
FIGURA 3.3.5: STATO TENSIONALE CORRISPONDENTE AD UNA CONDIZIONE DI TAGLIO PURO [32]	71
FIGURA 3.3.6: VARIAZIONE DEL MOMENTO FLETTENTE CON L'INDICE DI FLESSIBILITÀ [32]	75
FIGURA 3.3.7: VARIAZIONE DELLO SFORZO NORMALE CON L'INDICE DI FLESSIBILITÀ [32]	75
FIGURA 3.3.8: MODELLO NUMERICO DINAMICO SEMPLIFICATO	76
FIGURA 3.3.9: MODELLO NUMERICO 2D PER L'ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA	78
FIGURA 3.3.10: GALLERIA DEFORMATA PER EFFETTO DEL SISMA	78
FIGURA 3.3.11: ANDAMENTI DELLE SOVRASOLLECITAZIONI DOVUTE AL SISMA	79
FIGURA 3.3.12: MOMENTO FLETTENTE (NO SLIP CONDITION)	80
FIGURA 3.3.13: SFORZO NORMALE (NO SLIP CONDITION)	80
FIGURA 3.3.14: : SFORZO DI TAGLIO (NO SLIP CONDITION)	80
FIGURA 3.3.15: MOMENTO FLETTENTE (FULL SLIP CONDITION)	82
FIGURA 3.3.16: SFORZO NORMALE (FULL SLIP CONDITION).....	82
FIGURA 3.3.17: SFORZO DI TAGLIO (FULL SLIP CONDITION).....	82
FIGURA 3.3.18: DEFORMAZIONI ASSIALI E FLESSIONALI INDOTTE DAL SISMA [10].....	84
FIGURA 3.3.19: CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE LUNGO LA DIREZIONE LONGITUDINALE DEL TUNNEL [39]	84
FIGURA 3.3.20: SOLUZIONE IN CONDIZIONE FREE-FIELD [39]	85
FIGURA 3.3.21: MODELLO A MOLLA [14].....	88
FIGURA 3.3.22: MODELLO A MASSE E MOLLE [39]	88
FIGURA 3.4.1: SOLLECITAZIONI SUL RIVESTIMENTO PRE E POST SISMA PERI DUE DIVERSI CASI [39].....	90
FIGURA 3.4.2: SOLLECITAZIONI NELLE DUE DIVERSE TIPOLOGIE DI RIVESTIMENTO [40]	91
FIGURA 3.4.3: INPUT SISMICO ASINCRONO [40].....	92
FIGURA 3.4.4: DIVERSI TIPI DI NODI DELLA MESH E RISPETTIVA AREA DI COMPETENZA	93
FIGURA 3.4.5: DIMENSIONE DELLA MESH [4].....	94
FIGURA 3.4.6: MAPPA ZS9 DELL'INGV.....	95
FIGURA 3.4.7: CALCOLO DEI COEFFICIENTI ALFA E BETA.....	97
FIGURA 4.2.1: PROVE SISMICHE A RIFRAZIONE	100
FIGURA 4.2.2: DISAGGREGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ.....	102
FIGURA 4.2.3: ACCELEROGRAMMA DI RIFERIMENTO	103
FIGURA 4.3.1: MODELLO PER L'ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA 2D	104
FIGURA 4.3.2: OVALIZZAZIONE TRASVERSALE	105
FIGURA 4.3.3: SOLLECITAZIONI CAUSATE DAL SISMA	105
FIGURA 4.3.4: RISULTATI DELL'ANALISI EIGENVALUES	106
FIGURA 4.3.5: DEFORMATA DELL'ANALISI DINAMICA COMPLETA.....	107
FIGURA 4.3.6: SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI DINAMICA COMPLETA	107
FIGURA 4.3.7: MODELLO PER L'ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA 3D	108
FIGURA 4.3.8: DEFORMATA DELLA GALLERIA.....	108
FIGURA 4.3.9: SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI DINAMICA COMPLETA.....	109
FIGURA 4.3.10: RISULTATI DELL'ANALISI EIGENVALUES 3D	110

FIGURA 4.3.11: DEFORMATA DELL'ANALISI DINAMICA COMPLETA 3D	111
FIGURA 4.3.12: SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI DINAMICA COMPLETA 3D.....	111
FIGURA 4.3.13: SOLLECITAZIONI IN CALOTTA VALUTATE CON LE ANALISI 2D.....	113
FIGURA 4.3.14: SOLLECITAZIONI IN CALOTTA VALUTATE CON LE ANALISI 3D.....	114
FIGURA 4.3.15: SOLLECITAZIONI IN CALOTTA VALUTATE CON LE ANALISI SEMPLIFICATE 2D E 3D	116
FIGURA 4.3.16: SOLLECITAZIONI IN CALOTTA VALUTATE CON LE ANALISI COMPLETE 2D E 3D	117
FIGURA 4.4.1: MODELLO PER L'ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA 3D, CON TRANSIZIONE STRATIGRAFICA	120
FIGURA 4.4.2: SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA 3D, CON TRANSIZIONE STRATIGRAFICA.....	120
FIGURA 4.4.3: RISULTATI DELL'ANALISI EIGENVALUES 3D	121
FIGURA 4.4.4: SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI DINAMICA COMPLETA 3D, CON TRANSIZIONE STRATIGRAFICA	122
FIGURA 4.4.5: CONFRONTI RIGUARDANTI L'ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA.....	124
FIGURA 4.4.6: CONFRONTI RIGUARDANTI L'ANALISI DINAMICA COMPLETA	126

Indice delle Tabelle

TABELLA 2.4.1: PARAMETRI MECCANICI DEL TERRENO	51
TABELLA 2.4.2:PARAMETRI PER IL CALCOLO DELL'EFFETTO DELLA CONSOLIDAZIONE	52
TABELLA 2.4.3: MODULO ELASTICO E COESIONE EQUIVALENTI	52
TABELLA 3.3.1: VALORI MINIMI DELLA VITA NOMINALE DI PROGETTO PER I DIVERSI TIPO DI COSTRUZIONE (NTC2018)	64
TABELLA 3.3.2: VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO CU (NTC2018)	65
TABELLA 3.3.3: PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO (NTC2018)	65
TABELLA 3.3.4: CATEGORIE DI SOTTOSUOLO CHE PERMETTONO L'UTILIZZO DELL'APPROCCIO SEMPLIFICATO (NTC2018)	66
TABELLA 3.3.5: ESPRESSIONI DI Ss (NTC2018)	67
TABELLA 3.3.6: COEFFICIENTE RIDUTTIVO DELL'ACCELERAZIONE DEL TERRENO CON LA PROFONDITÀ DEL TUNNEL [17]	67
TABELLA 3.3.7: RAPPORTO FRA VELOCITÀ ED ACCELERAZIONE SISMICA DI PICCO PER DIVERSI MATERIALI A DIVERSE DISTANZE DALLA SORGENTE DELLA SOLLECITAZIONE SISMICA [17]	68
TABELLA 3.3.8: PARAMETRI DEL MODELLO ANALITICO DINAMICO SEMPLIFICATO	77
TABELLA 3.3.9: DIFFERENZA TRA RISULTATI ANALITICI E RISULTATI NUMERICI (NO SLIP CONDITION)	81
TABELLA 3.3.10 DIFFERENZA TRA RISULTATI ANALITICI E RISULTATI NUMERICI (FULL SLIP CONDITION)	83
TABELLA 4.2.1: PARAMETRICI DINAMICI OTTENUTI DALLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE	100
TABELLA 4.2.2: PARAMETRICI DINAMICI OTTENUTI DALLA PROVA SISMICA A RIFRAZIONE	100
TABELLA 4.2.3:VALORI DELLA PGA (INGV)	101
TABELLA 4.2.4:PARAMETRI PER LA SCELTA DEL SISMA	103
TABELLA 4.2.5:PARAMETRI DEL SISMA SELEZIONATO	103
TABELLA 4.3.1:PARAMETRI DINAMICI UTILIZZATI NELLA MODELLAZIONE	104
TABELLA 4.3.2: VALORI MASSIMI E MINIMI DELLE SOLLECITAZIONI	105
TABELLA 4.3.3:VALORI MASSIMI E MINIMI DELLE SOLLECITAZIONI	107
TABELLA 4.3.4: VALORI MASSIMI E MINIMI DELLE SOLLECITAZIONI	109
TABELLA 4.3.5: VALORI MASSIMI E MINIMI DELLE SOLLECITAZIONI	111
TABELLA 4.4.1: PARAMETRI DINAMICI UTILIZZATI NELLA MODELLAZIONE	119
TABELLA 4.4.2: SPOSTAMENTI IMPOSTI AL MODELLO	119
TABELLA 4.4.3: VALORI MASSIMI E MINIMI DELLE SOLLECITAZIONI	120
TABELLA 4.4.4: PARAMETRI UTILIZZATI PER LA DEFINIZIONE DEI VINCOLI VISCOSI	122
TABELLA 4.4.5: VALORI MASSIMI E MINIMI DELLE SOLLECITAZIONI	122

Introduzione

Negli ultimi anni, le gallerie e le opere in sotterraneo stanno assumendo sempre una maggiore rilevanza nell'ambito della viabilità e dell'ingegneria civile in generale.

Mediante le costruzioni in sotterraneo infatti, al giorno d'oggi è possibile realizzare strutture resistenti, completamente o parzialmente immerse nel terreno-roccia, per varie finalità:

- gallerie idrauliche, minerarie, stradali, ferroviarie;
- cunicoli per sottoservizi o per il trasporto di liquidi o gas;
- caverne o camere per il deposito di materiali solidi, liquidi o gassosi.

Lo studio delle condizioni geologiche e geotecniche per la realizzazione di uno scavo in sotterraneo costituisce uno dei problemi più complessi dal punto di vista operativo in relazione alla realizzazione di Grandi opere. Motivo per cui risulta indispensabile una fase preliminare di caratterizzazione del sito, basata su una o più campagne di indagini geologiche e geotecniche, che permettano l'acquisizione di tutte le informazioni che riguardano le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali nei quali l'opera è costruita. Successivamente deve essere elaborato un opportuno modello che consenta di progettare l'opera ottimizzando le scelte progettuali fondamentali quali la forma del cavo o il metodo d'avanzamento.

Sebbene la progettazione delle opere in sotterraneo in condizioni statiche, grazie anche all'uso dei software numerici, abbia raggiunto un notevole livello di raffinatezza, lo stesso non si può dire per quando riguarda l'ambito dinamico. Come tutte le opere di ingegneria civile, anche le opere in sotterraneo sono sensibili ai rischi naturali quali i terremoti, quindi al fine di garantire un elevato livello di sicurezza, anche in situazioni di calamità, data l'importanza di tali opere, è necessario tenere in considerazione durante la loro progettazione la presenza di un sisma.

Al fine di fare ciò nella migliore maniera possibile, nel presente elaborato di tesi, svolta presso l'azienda AK Ingegneria Geotecnica di Torino., vengono illustrate diverse opzioni per il progetto di una galleria in zona sismica, analizzando il suo comportamento sotto tale tipo di azione e le particolarità riscontrate in funzione dei diversi tipi di analisi considerati.

Gli effetti indotti da un evento sismico nel rivestimento di una galleria possono essere infatti previsti con varie metodologie, a livello di complessità crescente, calcolando gli incrementi di carico a partire dalla risposta sismica del sottosuolo in esame in condizioni free-field, oppure in base alla soluzione di un problema di interazione terreno struttura in condizione dinamiche. L'obiettivo del presente elaborato è quindi quello di illustrare le differenti procedure e confrontarne i risultati, andando a variare sia la tipologia di analisi numerica (2D o 3D), ma anche le caratteristiche del sito in esame (presenza o meno di una transizione stratigrafica). Infatti, sebbene le opere in sotterraneo ed i tunnel in particolare, rientrino tra le infrastrutture di trasporto meno vulnerabili ai sismi, in letteratura sono riportati una serie di importanti danneggiamenti causati dall'azione dinamica. Nell'ambito della presente tesi è stata quindi condotta una approfondita ricerca bibliografica, al fine di analizzare le diverse cause e tipologie di danni e di migliorare l'approccio alla progettazione sismica di tali opere, evidenziando appunto delle procedure per analizzare e risolvere i problemi presenti in tale ambito. Tali metodologie sono state applicate al caso studio considerato, rappresentato da una galleria ferroviaria naturale nel comune di Maddaloni, a cui sono state condotte diverse analisi analitiche e numeriche a mezzo del software GTS NX.

1 Dinamica delle opere in sotterraneo

1.1 Generalità

Le opere in sotterraneo sono rappresentate dall'insieme delle costruzioni antropiche che prevedono l'apertura di una cavità nel sottosuolo e tra le principali opere è possibile citare: gallerie, pozzi e caverne. Una galleria o tunnel, nell'ambito dell'ingegneria civile, è una perforazione del suolo o della roccia approssimativamente orizzontale, nella quale domina la lunghezza sulle altre due dimensioni, e che mette in relazione due luoghi tra di loro [1].

Le principali destinazioni d'uso di una galleria sono:

- *Sottopassaggi*, ovvero raccordi viari che passano al di sotto di una zona urbana o di un'arteria stradale o ferroviaria per il transito di pedoni, ciclisti, autoveicoli e mezzi su rotaia come le metropolitane;
- *Gallerie stradali*, per consentire il transito di veicoli attraverso rilievi montuosi o sotto aree già edificate;
- *Gallerie ferroviarie*, per il traffico su rotaia; appartengono a questa categoria anche i sistemi di trasporto metropolitani.

E' opinione comune che gli effetti di un terremoto sulle strutture interrato non siano molto rilevanti, probabilmente perché durante molti eventi sismici tali strutture hanno subito un basso livello di danno in confronto alle strutture in elevazione.

La valutazione del comportamento delle gallerie in presenza di azioni sismiche quindi risulta essere un problema che, essendo ancora lungi dall'essere risolto, richiede significativi sforzi dei ricercatori sia nel campo della sperimentazione su modelli sia in quello della simulazione numerica con adeguati programmi di calcolo ed idonei modelli costitutivi [2]. La progettazione delle opere geotecniche in zona sismica richiede infatti particolari competenze che solo negli anni più recenti sono entrate a far parte dei curricula universitari, con l'introduzione di specifici insegnamenti. Peraltro, le conoscenze in ambito dinamico sono soggette a continua evoluzione in ragione dei dati che si rendono progressivamente disponibili a seguito degli eventi sismici e delle ricerche nel settore. Motivo per cui all'interno delle Norme Tecniche sulle Costruzioni di recente emanazione, le verifiche sismiche hanno subito alcune rilevanti modifiche per le diverse tipologie di opere, rimanendo comunque ancora molto vaghe per quanto riguarda le opere in sotterraneo.

Nel seguente capitolo verranno quindi descritte le principali condizioni sismiche che determinano la nascita di particolari danni all'interno di questa tipologia di strutture, identificando gli elementi e le cause che hanno influenzato lo sviluppo del danno rilevato.

Infatti, diversi casi studio evidenziano la necessità di adottare criteri antisismici evoluti nella progettazione di queste opere, in particolar modo nelle vicinanze delle grandi faglie ed al crescere dell'importanza dell'opera stessa specialmente nel caso in cui sia da considerarsi strategica e, quindi, debba essere fruibile anche a seguito di un evento sismico.

1.2 Aspetti principali legati alla sismicità

Nello sviluppo del progetto delle gallerie, l'azione sismica ha sempre avuto un ruolo secondario in quanto la maggior parte dell'esperienze passate ha dimostrato come tali strutture, siano in grado di sopportare le tensioni e gli spostamenti indotti dal sisma, senza subire danni significativi. Ciò è dovuto in parte all'elevato grado di confinamento dei tunnel, in parte all'elevata capacità statica di accettare cerniere plastiche nei rivestimenti. Nonostante ciò, in letteratura sono presenti diversi casi di danneggiamenti delle opere in sotterraneo dovuti all'azione dinamica del sisma e per questo motivo prima di trattare della progettazione vera e propria si è ritenuto utile, nonché interessante, analizzare il comportamento dei terreni durante tale tipo di azione e la situazione sismica che caratterizza l'Italia.

1.2.1 Cenni sul comportamento dinamico dei terreni

Lo studio del comportamento delle strutture in sotterraneo soggette ad azioni sismiche va affrontato in maniera diversa rispetto a quanto viene fatto comunemente per le strutture in elevazione. Mentre il comportamento di queste ultime è regolato dalle caratteristiche inerziali della struttura stessa, la risposta dinamica delle strutture in sotterraneo è governata dalla risposta deformativa del terreno circostante, dalla sollecitazione sismica e dall'interazione terreno-struttura (Figura 1.2.1). Questa differenza è una conseguenza della trascurabile inerzia della costruzione in sotterraneo rispetto a quella del terreno che la circonda. Inoltre il collasso o danneggiamento di un tunnel, oltre ad essere, in generale, difficilmente ripristinabile, può causare difficoltà per i soccorsi in caso di emergenza [3].

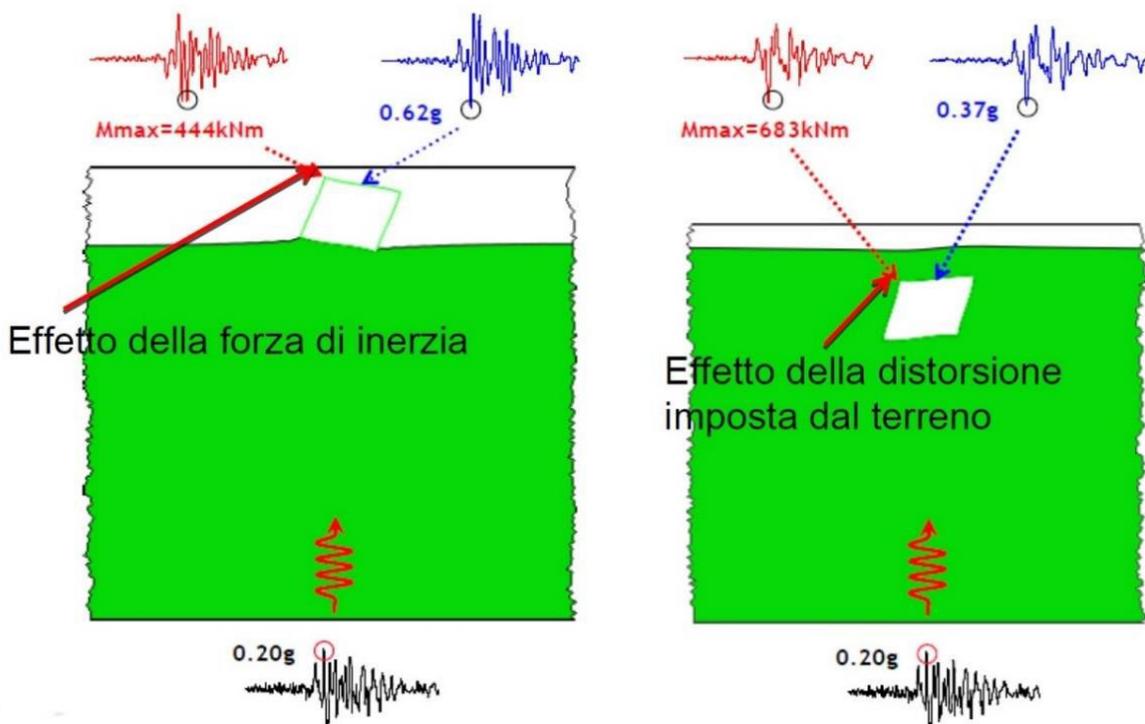


Figura 1.2.1: Schematizzazione del comportamento delle opere in elevazione ed in sotterraneo [3]

Solitamente, il comportamento del terreno è assunto di tipo elastico-lineare e porta quindi ad un legame lineare tra le tensioni e le deformazioni. Ciò implica che, durante una sollecitazione ciclica, in tale modello non esista dissipazione di energia e non ci sia accumulo di deformazioni (o danneggiamenti) durante i diversi cicli associati al sisma.

In realtà, come mostrato in Figura 1.2.2, la risposta meccanica dei terreni a tali tipologie di carico è alquanto più complessa e caratterizzata da:

- una marcata non linearità,
- accumulo di deformazioni permanenti per effetto della plasticizzazione,
- dissipazione di energia descritta dal ciclo di isteresi durante i cicli di carico-scarico
- decadimento progressivo dei parametri meccanici per effetto del numero di cicli di carico applicati.

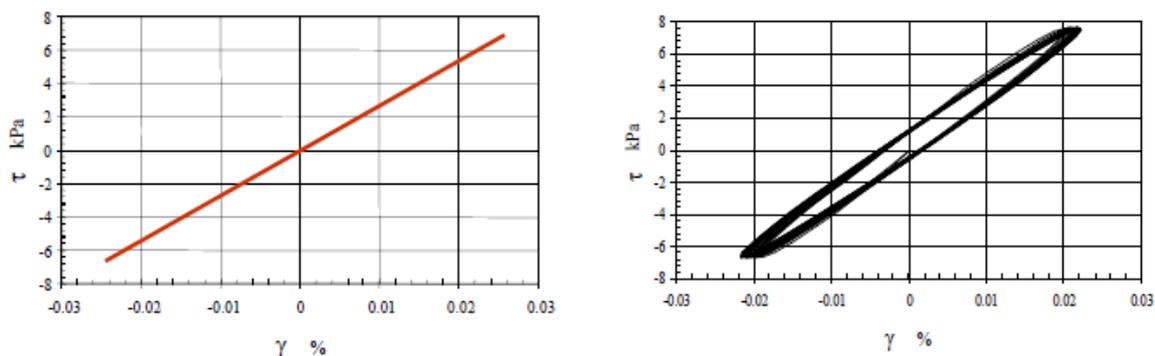


Figura 1.2.2: Comportamento lineare e non lineare del terreno [4]

In presenza di fluido interstiziale, inoltre, alle suddette problematiche si aggiunge l'accumulo di sovrappressioni interstiziali, qualora i terreni vengano a trovarsi in condizioni di drenaggio impedito o parziale.

Tuttavia, la modellazione accurata di tali fenomeni richiede l'utilizzo di legami costitutivi complessi, che, oltretutto, difficilmente riescono a riprodurre simultaneamente tutte le specificità del comportamento dei terreni. Per tale ragione spesso si preferisce fare riferimento a modelli costitutivi semplificati, i quali, pur non essendo rigorosi, riescono a riprodurre in modo adeguato la risposta del terreno in riferimento a specifiche applicazioni.

Alla luce di quanto visto sul comportamento del terreno, il modello costitutivo elastico-lineare risulta poco soddisfacente in quanto non permette di tenere conto della dissipazione di energia, che invece rappresenta una componente importante a causa dell'elevata distanza tra l'opera e la sorgente del sisma, con conseguente sovrastima degli effetti. Per evitare di avere quindi dei risultati eccessivamente cautelativi, si dovrebbe utilizzare un legame costitutivo a sua volta semplice, ma che permetta di riprodurre i comportamenti di dissipazione del terreno. Una simulazione più realistica della propagazione delle onde sismiche può essere ottenuta modellando il terreno con una legge costitutiva *visco-elastica lineare*, che risulta adeguata a riprodurre il comportamento meccanico dei terreni nell'intervallo delle piccole deformazioni, riproducendo anche la dissipazione intrinseca di energia nei cicli di carico-scarico.

Questo modello è rappresentato nel discreto da due componenti (Figura 1.2.3):

- una molla, che rappresenta la parte elastica-lineare;
- uno smorzatore, che rappresenta la parte viscosa;

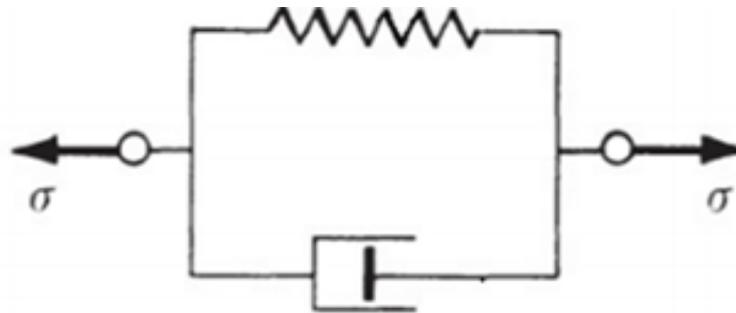


Figura 1.2.3: Modello visco-elastico lineare

Passando al continuo, si ottiene una nuova legge costitutiva che presenta un primo termine che rappresenta l'effetto elastico ed un secondo che invece dipende dalla velocità di deformazione:

$$\tau = G \cdot \gamma + \eta \cdot \dot{\gamma} \quad (1)$$

Dove G rappresenta il modulo di taglio del terreno, η la viscosità mentre τ e γ sono, rispettivamente, la tensione e la deformazione tangenziale del terreno.

Senza entrare nel dettaglio, utilizzando questo nuovo modello costitutivo ovviamente la risposta delle onde all'interno del mezzo, rappresentato dal terreno, varia rispetto al caso elastico lineare. In particolare, sfruttando il teorema di reciprocità, ovvero un principio di corrispondenza valido per le soluzioni armoniche, la soluzione visco-elastica può essere ricondotta a quella elastica andando a sostituire al modulo di taglio reale del terreno, un modulo di taglio complesso che contiene dei coefficienti che definiscono la viscosità del mezzo. In questo modo interviene, all'interno del fenomeno, una dissipazione energetica da parte del materiale chiamata *attenuazione intrinseca*, che dipende da tre grandezze:

- *Frequenza della sollecitazione*: all'aumentare della frequenza l'attenuazione intrinseca è maggiore e questo spiega perché nelle registrazioni non si rilevano le componenti ad alta frequenza;
- *Dissipazione del materiale*: ovviamente più grande è la capacità dissipativa del mezzo, maggiore sarà l'effetto intrinseco;
- *Velocità delle onde di taglio*: in questo caso vi è una corrispondenza inversamente proporzionale ed i materiali più rigidi presentano una minore dissipazione.

Ovviamente tale attenuazione è legata sempre alla distanza tra l'opera e la sorgente del sisma ed allontanandosi da quest'ultima l'onda si attenua e riduce la sua ampiezza.

Se si volesse complicare ulteriormente il modello, bisognerebbe prendere in considerazione anche il comportamento non lineare caratteristico dei terreni. Come abbiamo visto prima, infatti, oltre alla dissipazione di energia, un altro aspetto importante per i terreni sottoposti a carichi ciclici è il decadimento delle caratteristiche meccaniche all'aumentare del numero di cicli, come possiamo osservare dalla Figura 1.2.4.

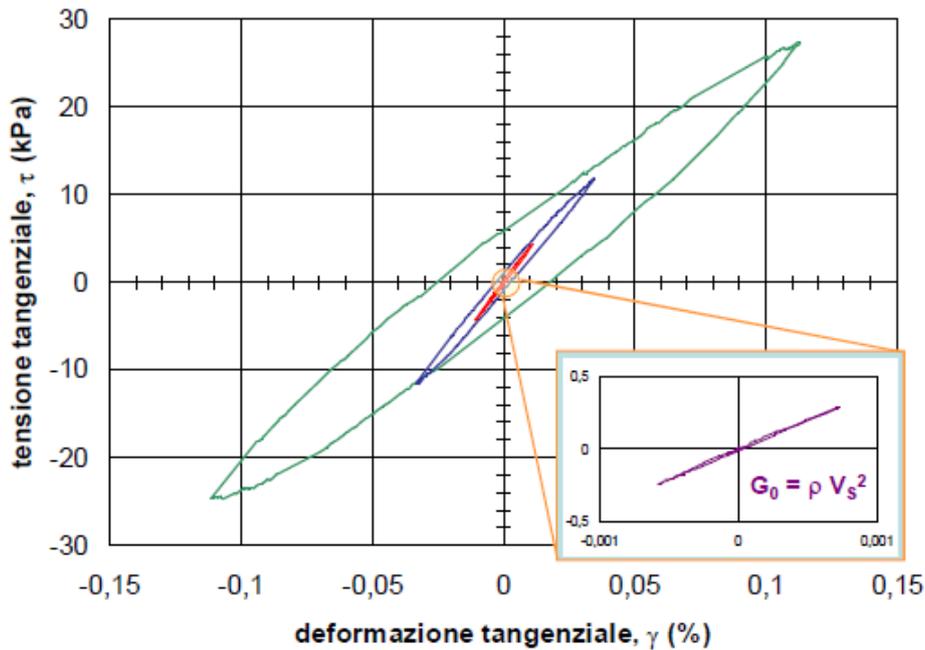


Figura 1.2.4: Comportamento non lineare del terreno per effetto dei carichi ciclici [4]

Essendo la rigidezza G del terreno valutata come la pendenza media del ciclo carico-scarico e la dissipazione D data dall'area racchiusa da quest'ultimo, dal grafico è possibile notare l'effetto fatica a cui sono sottoposti i terreni, che mostrano come già anticipato, un decadimento della rigidezza ed un aumento della dissipazione con l'aumentare del livello deformativo e del numero di cicli. Tale variazione viene spesso raffigurata attraverso le *curve di decadimento* (Figura 1.2.5) ricavabili attraverso prove di laboratorio.

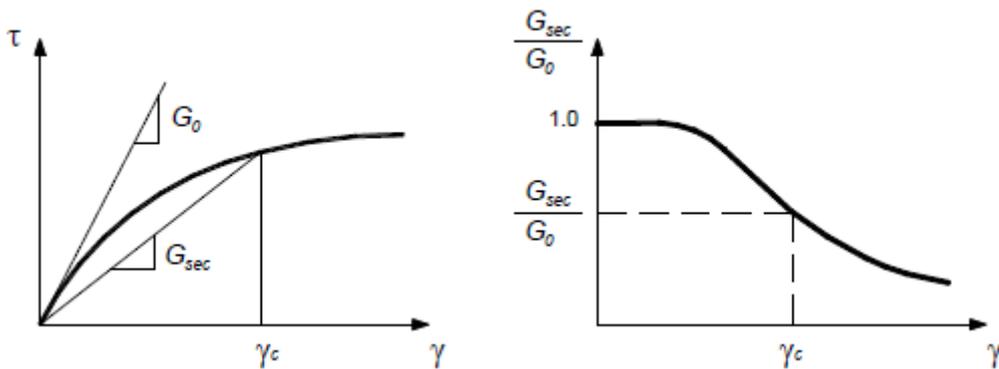


Figura 1.2.5: Curve di decadimento del modulo di taglio [4]

In letteratura sono presenti diverse curve di decadimento che variano a seconda del tipo di materiale e di altri parametri quali l'indice di plasticità per i materiali argillosi o la tensione di confinamento per quelli granulari. Ovviamente la dissipazione D assume un andamento quasi speculare a quello del modulo di taglio.

1.2.2 Cenni sulle prove per la caratterizzazione sismica dei terreni

La caratterizzazione geotecnica rappresenta un elemento chiave per lo studio della risposta sismica locale e per la valutazione del rischio associato a fenomeni di instabilità indotti dal sisma. Risulta quindi molto importante riuscire a cogliere tutti gli aspetti relativi alla costruzione di un modello geotecnico di riferimento per lo studio della risposta del terreno al sisma. Tale studio viene esplicitamente richiesto nelle recenti normative nazionali ed internazionali per la valutazione dell'azione sismica di riferimento da utilizzare per la progettazione e verifica di sistemi geotecnici e strutturali.

La risposta sismica locale può essere definita come l'insieme di modifiche del moto sismico indotte dalla conformazione topografica e litostratigrafica del sito. In particolare, nel seguito, si farà riferimento principalmente al fenomeno dell'amplificazione stratigrafica, legata alle proprietà meccaniche dei depositi di terreno e quindi al passaggio delle onde attraverso mezzi di differente rigidità.

Con lo scopo quindi di andare a valutare i parametri meccanici del terreno, in modo da avere un'adeguata conoscenza della sua rigidità, è opportuno capire quali sono le prove in sito e di laboratorio comunemente utilizzate, cercando di mettere principalmente in evidenza potenzialità e limitazioni, mentre verranno tralasciati i dettagli tecnici relativi all'esecuzione ed all'interpretazione delle prove stesse, rimandando questi alle Linee Guida appositamente dedicate [5].

1.2.2.1 Prove di laboratorio

La determinazione sperimentale delle curve di decadimento viene effettuata in laboratorio utilizzando specifiche apparecchiature per l'applicazione di carichi ciclici (Figura 1.2.6). Le prove più diffuse sono:

- la prova di taglio torsionale ciclico
- la prova di colonna risonante.

Le due prove hanno in comune le modalità di applicazione della sollecitazione esterna e possono spesso essere eseguite utilizzando la medesima apparecchiatura di prova, opportunamente configurata.

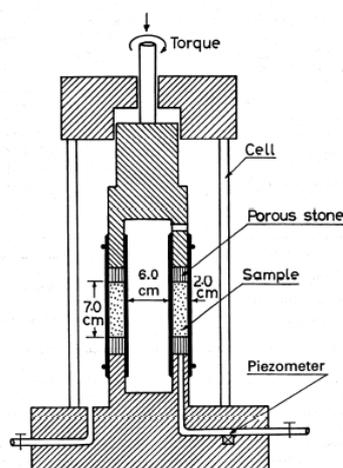


Figura 1.2.6: Apparecchiatura per le prove di laboratorio [4]

La prova di colonna risonante si basa sull'applicazione del concetto di risonanza ad un campione cilindrico soggetto ad eccitazione torsionale. Nella modalità di prova più diffusa, sollecitazioni cicliche di ampiezza costante e frequenza variabile vengono applicate in corrispondenza della base superiore di un campione incastrato alla base inferiore. Monitorando le rotazioni indotte si individua la frequenza di risonanza, come mostrato nella Figura 1.2.7, dalla quale è possibile risalire, attraverso un procedimento matematico di inversione, al modulo di taglio del campione. Inoltre, dalla forma della risposta in frequenza (half-power bandwidth method) o dal decadimento temporale delle vibrazioni libere (free-decay method) è possibile risalire al rapporto di smorzamento.

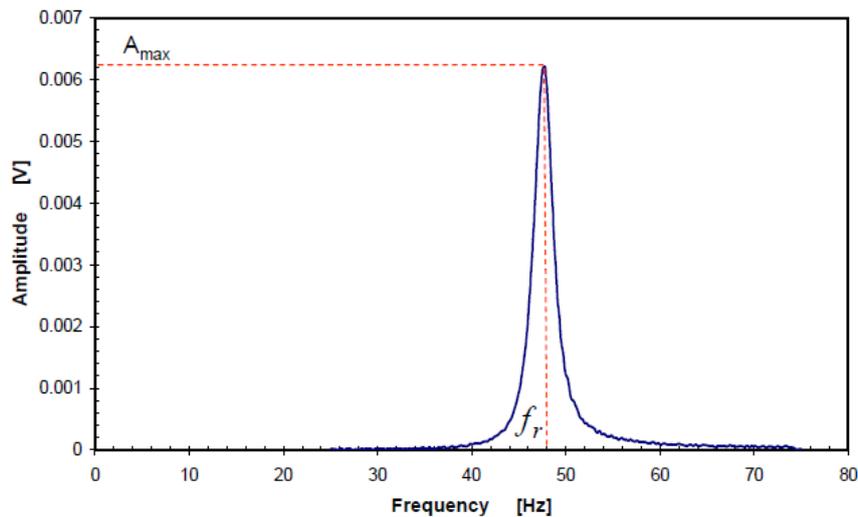


Figura 1.2.7: Risposta in frequenza ottenuta da una prova in colonna risonante [4]

Nella prova di taglio torsionale ciclico, utilizzando un sistema di sollecitazione analogo a quello della prova di colonna risonante, il modulo di taglio secante ed il rapporto di smorzamento vengono determinati direttamente sulla base della curva sforzi-deformazioni ciclica (Figura 1.2.8). Anche in questo caso variando la massima sollecitazione applicata nei cicli è possibile valutare il modulo di taglio ed il rapporto di smorzamento per diversi livelli deformativi.

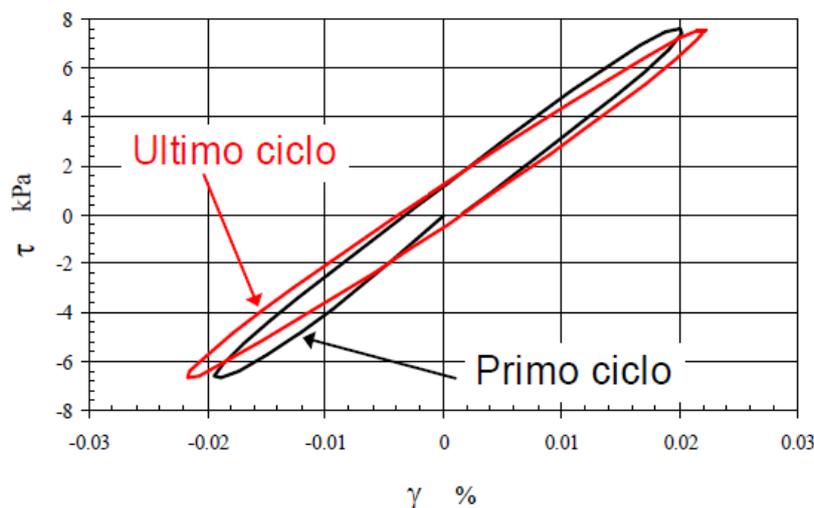


Figura 1.2.8: Curva sforzo-deformazioni ottenuta da una prova di taglio torsionale ciclico [4]

Le due tipologie di prove variano quindi leggermente per il modo in cui viene applicato il carico e per come viene ricavato il risultato, ma fondamentalmente la risposta è molto simile. La differenza principale, infatti, consiste nella diversa velocità di applicazione del carico:

- la prova di taglio torsionale ciclico opera a basse frequenze perché bisogna descrivere bene il comportamento deformativo del materiale
- la prova di colonna risonante lavora invece su una frequenza molto vicina a quella di risonanza del campione.

Questo è un aspetto molto importante perché nei terremoti il contenuto in frequenza varia tra i 5 e i 10 Hz, mostrando quindi un range di frequenze intermedie che spiega il motivo per cui risulta conveniente effettuare entrambe le prove.

1.2.2.2 Prove in sito

Le prove geofisiche in sito basate sulla propagazione di onde sismiche consentono la stima dei moduli elastici a piccolissime deformazioni (moduli tangenti iniziali) in quanto le sorgenti utilizzate per la generazione delle onde rilasciano modeste quantità di energia, che al più possono causare localizzati fenomeni di plasticizzazione nell'intorno del punto di applicazione. In ragione di ciò l'utilizzo delle prove geofisiche nella caratterizzazione geotecnico-sismica dei siti di costruzione è finalizzato principalmente alla determinazione del modulo di taglio G_0 ed alla ricostruzione della geometria di stratificazione dei depositi [6].

Dal punto di vista della caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali, rivestono particolare importanza le prove geofisiche finalizzate alla determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio, mentre quelle basate sulla velocità di propagazione delle onde di compressione rivestono minore rilevanza in quanto, alla luce della natura particellare e multifase dei terreni e della teoria della propagazione delle onde sismiche in mezzi porosi saturi, essa risulta fortemente influenzata dalla compressibilità del fluido interstiziale e pertanto non costituisce un valido indicatore delle proprietà elastiche dello scheletro solido.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_S è legata al modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 tramite la classica formula della teoria della propagazione delle onde in un mezzo elastico lineare [5]:

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2 \quad (2)$$

essendo ρ la densità del materiale.

Le prove geofisiche di tipo sismico (Figura 1.2.9), si differenziano principalmente in relazione al posizionamento di sorgenti e ricevitori, distinguendo tra:

- *prove invasive*, in cui le sorgenti e/o ricevitori sono posizionati nel sottosuolo, utilizzando fori di sondaggi o batterie di aste opportunamente infisse nel terreno (Down-Hole, Cross Hole)
- *prove non invasive*. dove invece sorgenti e ricevitori sono posizionati esclusivamente sul piano campagna (Sismica a rifrazione, Sismica a riflessione, SASW). La configurazione di prova prevede tipicamente la disposizione di un certo numero di ricevitori allineati rispetto alla posizione della sorgente.

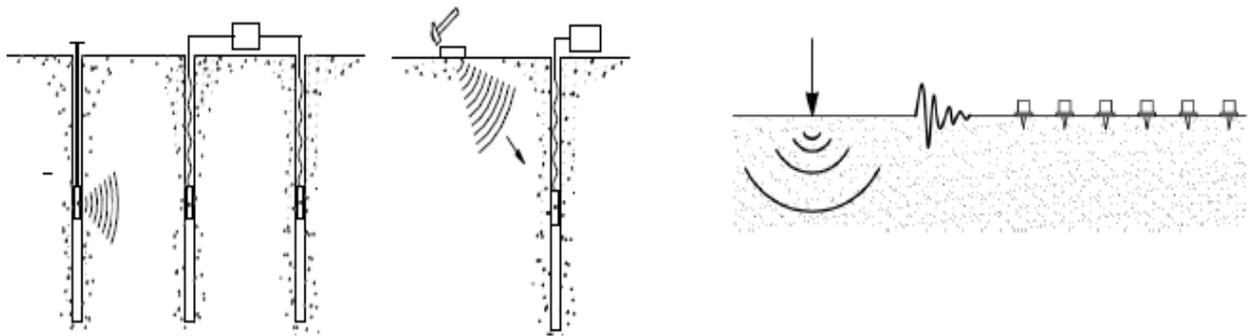


Figura 1.2.9: Schematizzazione delle prove geofisiche invasive e non invasive [5]

Particolare attenzione va dedicata alle prove geofisiche sismiche di tipo non invasivo, dato il loro crescente utilizzo negli studi di risposta sismica locale. Tali prove presentano un buon rapporto costi benefici, soprattutto in relazione alla valutazione della velocità di propagazione media $V_{S,30}$ utilizzata nelle moderne normative sismiche per classificare i depositi, come vedremo nei capitoli successivi. Tali categorie sismiche di suolo vengono poi utilizzate per una valutazione approssimata degli effetti di sito nei casi in cui non venga condotto uno specifico studio di dettaglio della risposta sismica locale.

1.2.2.3 Confronto tra le due tipologie di prova

L'utilizzo di prove sperimentali di laboratorio per la determinazione dei parametri di comportamento meccanico è in realtà limitato dalle difficoltà connesse al campionamento indisturbato, soprattutto per i materiali a grana grossa.. È possibile osservare da esempi di letteratura come la perdita dell'originaria struttura del campione comporti marcate differenze soprattutto in termini di modulo di taglio secante, mentre, le stesse appaiono modeste in riferimento ai valori normalizzati rispetto al modulo di taglio a piccole deformazioni e in termini di rapporto di smorzamento.

Le prove in sito invece hanno il vantaggio di lavorare con il materiale indisturbato ma non è possibile operare in condizioni controllate perché le sollecitazioni e le condizioni al contorno non sono note e ciò rende difficoltosa una misura accurata delle deformazioni. Inoltre da sole le prove in sito non risultano sufficienti perché per ricavare i valori di V_S per elevati livelli deformativi, bisognerebbe assoggettare il terreno a carichi molto elevati, dell'ordine di un terremoto. Alla luce di queste evidenze sperimentali, la strategia ottimale per la caratterizzazione consiste nella determinazione in sito del modulo di rigidezza a piccole deformazioni (G_0) mediante l'utilizzo di prove geofisiche basate sulla propagazione di onde sismiche che presentano il vantaggio di perturbare il materiale nel suo stato naturale. A questa determinazione va successivamente associata la curva di decadimento del modulo, normalizzata rispetto al valore di G_0 , determinata in laboratorio. Ovviamente l'assunzione implicita è che il decadimento del modulo normalizzato non sia sostanzialmente influenzato dalle problematiche relative al campionamento ed alla rappresentatività del campione. Per quanto riguarda il fattore di smorzamento, le difficoltà di separazione tra attenuazione geometrica ed intrinseca nell'interpretazione dei dati sperimentali da prove in sito, rendono difficoltosa l'adozione di un approccio analogo, pertanto i valori del rapporto di smorzamento vengono per lo più stimati sulla base delle prove in laboratorio, anche nell'intervallo delle piccolissime deformazioni.

1.2.3 La sismicità in Italia

In questo paragrafo verranno introdotti alcuni concetti di base e definizioni di sismologia applicata all'ingegneria, che sono ritenuti importanti ai fini della comprensione di quanto presentato nel seguito.

Come mostrato in Figura 1.2.10, l'Italia si trova al margine di convergenza tra due placche tettoniche, africana ed euroasiatica, il cui movimento causa accumulo di energia e deformazioni, che vengono rilasciati sotto forma di terremoti, risultando uno dei paesi a maggior rischio sismico del bacino del Mediterraneo.

Il movimento prevalente è quello della microzolla Adriatica che tende ad andare in immersione in corrispondenza dei Balcani e nell' Arco Alpino Nord-Orientale provocando così un movimento di trazione lungo gli Appennini. Esiste inoltre la zona complessa dell'Arco calabro che rappresenta una zona di transizione da un moto di subduzione a un'altra zona, mentre la Sardegna risulta essere in una zona stabile e priva di movimenti relativi. Recentemente si è avuta conferma di questi movimenti, ipotizzati attraverso la teoria della tettonica a placche, grazie all'osservazione diretta dei movimenti crostali mediante tecniche GPS.

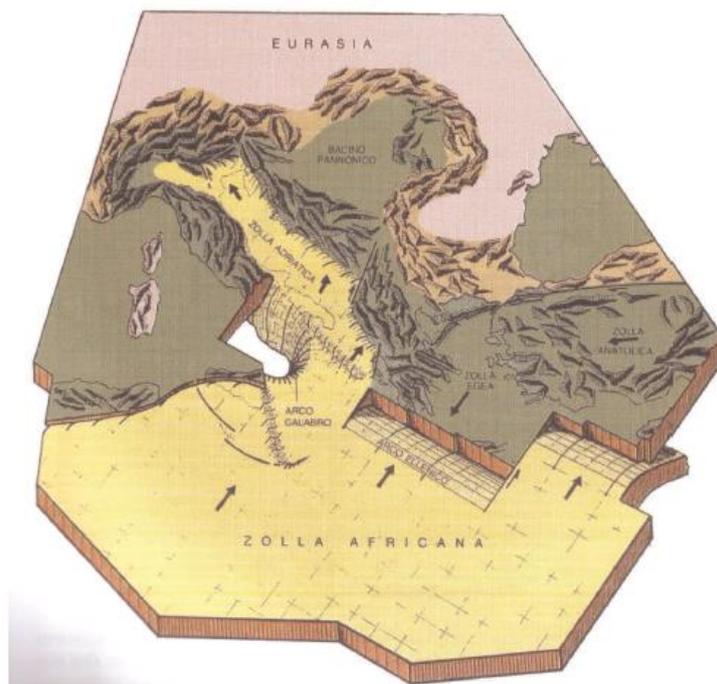


Figura 1.2.10: Tettonica delle placche in Italia

Ovviamente a partire dalle registrazioni degli eventi passati non è possibile prevedere quando effettivamente si verificherà un nuovo terremoto, ma si può prevedere cosa ci si attende in un periodo futuro in termini di scuotimento. Questo aspetto assume una grande rilevanza perché rappresenta l'azione con cui si andranno ad effettuare le verifiche per determinate strutture oggetto di studio. Una volta definito lo scuotimento atteso, è possibile ragionare in termini di sicurezza del territorio andando a definire quello che ci si aspetta in ogni zona in termini di rischio.

Il rischio sismico indica, in senso lato, le perdite attese (vittime e danni diretti, ma anche danni indiretti) per effetto dei terremoti. Da un punto di vista probabilistico, il rischio sismico si definisce come la probabilità che si verifichi un certo livello di danno o perdita in termini economico-sociali, in un prefissato intervallo di tempo e in una data area, a causa dei terremoti. Esso è definito a partire da tre componenti [7]:

- *Pericolosità sismica (P)*: definita come qualunque effetto fisico diretto o indotto, riconducibile ai terremoti, capace di causare conseguenze avverse (perdite) sulle attività umane
- *Vulnerabilità (V)*: ovvero la propensione al danno di un sistema a seguito di un evento sismico di prefissata severità
- *Esposizione (E)*: rappresenta le caratteristiche del sistema sociale (popolazione, attività economiche, trasporti, beni culturali) esposto agli effetti di un terremoto. In particolare fornisce la distribuzione del valore delle strutture e dei loro contenuti, sia in termini economici sia in termini sociali (interruzione dei servizi, perdita di vite umane e di altri beni), che possono costituire una potenziale perdita in caso di evento sismico.

In definitiva quindi il Rischio sismico (R) può essere rappresentato come una convoluzione di questi tre parametri:

$$R = P \cdot V \cdot E = D \cdot E \quad (3)$$

Dove, in particolare, notiamo che se consideriamo solamente la pericolosità e la vulnerabilità otteniamo il danno atteso D.

Combinando questi tre elementi, si definiscono delle Mappe di Rischio Sismico in riferimento alla popolazione o alle attività produttive. Tali elaborati servono come supporto per orientare le scelte di investimento, perché è importante notare che non sempre un'area a elevato rischio coincide con un'area ad elevata pericolosità. Infatti in un determinato sito lo scuotimento può non essere elevato, ma la combinazione con la qualità delle strutture e la loro esposizione può determinare un incremento del rischio.

In questo ambito però ci si focalizza solamente sulla valutazione della pericolosità e dello scuotimento atteso, in modo da poter determinare nei capitoli successivi l'accelerogramma di riferimento delle nostre analisi.

In senso probabilistico, la pericolosità sismica si definisce come la probabilità di accadimento di un evento sismico di data intensità, in un'area specifica e in un predefinito intervallo di tempo. Essa rappresenta quindi una stima quantitativa dello scuotimento atteso del terreno dovuto ai terremoti, in una determinata area.

Una volta identificate tutte le sorgenti, ovvero le faglie attive, gli elementi principali che permettono di prevedere il moto sismico sono ovviamente:

- La distanza di ogni faglia dal punto di interesse;
- L'energia che ogni faglia può rilasciare, ovvero la magnitudo.

La pericolosità sismica può essere definita con metodi deterministici, assumendo uno specifico terremoto di riferimento, o con metodi probabilistici, nei quali le incertezze dovute

1.3 Cenni storici e casistiche principali presenti in letteratura

In passato la maggior parte delle strutture sotterranee erano progettate senza considerazioni sismiche, perché generalmente le gallerie avevano una buona prestazione durante i terremoti rispetto al comportamento delle strutture fuori terra. In altri casi, la progettazione di tali strutture è stata effettuata con le stesse considerazioni sismiche delle strutture in elevato. Al fine di ottimizzare la progettazione sismica dei tunnel, è necessaria una corretta valutazione delle tensioni e delle sollecitazioni causate dalle onde sismiche. La progettazione basata su questo tipo di performance dovrebbe essere finalizzata al mantenimento in esercizio dei tunnel durante gli eventi più frequenti (di minore intensità) e per evitare perdite di vite umane in caso di terremoti eccezionali (di più elevata intensità), secondo le previsioni locali di pericolosità sismica.

Per lungo tempo è stata credenza generale che gli effetti del terremoto sulle strutture sotterranee non fossero molto importanti. Questo perché tali strutture hanno generalmente mostrato un basso livello di danno rispetto ai lavori di ingegneria fuoriterza. Tuttavia, alcune strutture sotterranee sono state significativamente danneggiate durante alcuni recenti e intensi terremoti e questo dovrebbe e potrebbe essere evitato attraverso uno studio più accurato del problema. La maggior parte delle strutture sotterranee, infatti, sono essenziali per la vita umana e includono molti utilizzi quali: condutture per acqua, fognature, gas, elettricità e telecomunicazione, metropolitane e strade sotterranee. Per questi motivi è molto importante studiare come esse possano essere danneggiate durante gli eventi sismici, in modo da poter proteggere la vita umana e l'efficienza del servizio.

Prima degli anni 70, erano disponibili pochissimi dati sui danni occorsi alle strutture sotterranee e ai tunnel dopo i terremoti. Uno studio più accurato e maggiormente documentato su tali tipi di danni è stato invece effettuato solo dopo il verificarsi di forti eventi sismici in diverse parti del mondo. Ad esempio dopo il terremoto di San Fernando (1971), ASCE (1974) ha pubblicato alcuni dati sui danni subiti dalle strutture sotterranee nella zona di Los Angeles. Dopo il 1974 sono stati svolti degli studi atti a produrre una raccolta sistematica dei dati sui danni subiti dalle opere sotterranee a causa di diversi terremoti, ai fini di riconoscere le caratteristiche comuni e le cause simili [8]. Tra questi le più importanti e complete sono sicuramente le raccolte di seguito elencate:

- *Dowding & Rozen* (1978) hanno raccolto 71 casi di danni riguardanti terremoti sia in America (7) che in Giappone (6). La maggior parte dei casi sono in roccia compatta (12), altri in roccia fratturata (11) e solo 3 casi riguardano un tunnel nel terreno [9].
- *Owen & Scholl* (1981) hanno aggiornato il lavoro di Dowding & Rozen, raccogliendo e analizzando 127 casi studio. In particolare l'aggiunta importante al lavoro precedente ha riguardato lo studio delle gallerie costruite con il metodo cut and cover, danneggiate durante i terremoti di San Francisco (1906) e San Fernando (1971). Per questi ultimi due casi infatti si tratta di strutture superficiali e generalmente costruite in terreno povero [10].
- *Sharma & Judd* (1991) hanno ampliato la collezione dei precedenti autori raggiungendo un totale di 192 casi per 85 diversi terremoti. Per correlare la vulnerabilità sismica di un tunnel ad alcuni fattori rilevanti, sono stati esaminati sei parametri: copertura del tunnel, tipo di sottosuolo, accelerazione di picco del terreno,

magnitudo del terremoto, distanza dall'epicentro e tipo di supporto di rivestimento. La maggior parte dei danni (60%) si sono verificati nelle gallerie poco profonde (profondità inferiore di 100 m), mentre alcuni casi (42%) hanno riguardato dei tunnel non rivestiti costruiti in un ammasso roccioso [11]

- *Power et al.* (1996) hanno aggiunto ai dati raccolti da *Sharma & Judd* (1991), le casistiche riguardanti i danneggiamenti delle strutture sotterranee dopo i terremoti di Kobe (1995) e di Northridge (1995), con un totale di 217 casi [12].
- Corigliano (2006) ha completato il database aggiungendo i dati relativi gli eventi di Chi-Chi (1999) in Taiwan e Niigata (2004) in Giappone [13].

In totale sono stati quindi raccolti 345 casi per 135 terremoti, considerando solo gli eventi molto intensi, ovvero con una magnitudo maggiore di 7. In particolare, i terremoti di Kobe (1995) e Chi-Chi (1999) hanno fornito più della metà dei casi totali. A titolo di esempio, in Figura 1.3.1 si riportano alcuni dei casi esaminati dai diversi Autori:

Year	Earthquake	Country	M_w	Damaged Tunnels				Year	Earthquake	Country	M_w	Damaged Tunnels			
				tot	A	B	C					tot	A	B	C
1887	Sonoka	Mexico	7.4	3	3			1978	Miyagiken-oki	Japan	7.4	6	6		
1906	San Francisco	CA	7.8	10	10			1980	Irpinia	Italy	6.9	1		1	
1923	Kanto	Japan	7.9	25	14	8	3	1982	Urakawa-oki	Japan	7.1	6	6		
1927	Kita-Tango	Japan	7.3	1			1	1983	Nihonkai-chubu	Japan	7.7	8	8		
1930	Kita-Izu	Japan	7.0	1	1			1984	Naganoken-seibu	Japan	6.8	1		1	
1940	Idaho	USA	5.0	1		1		1987	Chibaken-toho-oki	Japan	6.7	1			
1948	Fukuji	Japan	7.2	1			1	1989	Loma Prieta	CA	7.1	22	22		
1952	Tokachi-oki	Japan	8.0	1	1			1992	Petrolia	CA	6.9	11	11		
1952	Kern County	CA	7.4	8	8			1993	Notohanto-oki	Japan	6.6	1	1		
1961	Kita-Mino	Japan	7.0	2		2		1993	Hokkaido-nansei-oki	Japan	7.8	1	1		
1964	Great Alaskan	Alaska	8.4	8	8			1994	Northridge	CA	6.7	31	30		1
1964	Niigata	Japan	7.5	2		2		1995	Kobe (Hyogoken-Nambu)	Japan	6.9	97	85	12	
1967	Koyna	India	7.0	1	1			1999	Kocaeli	Turkey	7.4	1	1		
1968	Tokachi-Okii	Japan	7.9	1	1			1999	Duzce	Turkey	7.2	1			1
1971	San Fernando	CA	6.6	10	10			1999	Chi-Chi	Taiwan	7.6	57	31	11	15
1976	Tang-Shan	China	7.8	2		2		2004	Niigata	Japan	6.8	16	9	7	
1978	Izu-Oshima-Kinkai	Japan	7.0	8	2	6									

Figura 1.3.1: Alcuni dei 345 casi studio analizzati da diversi Autori [14]

1.3.1 Casi studio nel mondo

Come osservato dai casi raccolti, alcune aree mondiali hanno da sempre sofferto dei gravi danni causati dai terremoti. Le aree sottoposte ad intense attività sismiche si trovano soprattutto sulla costa occidentale del continente Americano (Alaska, Canada, California, Messico), sul lato est del continente Asiatico (Cina, Giappone, Taiwan, India) e lungo le coste del Paesi mediterranei (Italia, Turchia, Grecia). Partendo quindi da queste considerazioni e dalle informazioni tratte dai database raccolti dai diversi Autori, è molto utile andare ad analizzare i danni causati da alcuni sismi alle opere sotterranee in diverse parti del mondo. Quanto segue è una breve discussione sui casi più recenti, riguardanti le prestazioni sismiche di alcune strutture sotterranee [8].

1.3.1.1 California

Dal 1900 al 2004, sei gravi terremoti si sono verificati in California. All' inizio del 20° secolo, ad esempio, c'è stato il catastrofico terremoto di San Francisco (1906) con una magnitudo di momento pari a 7,8. Questo evento ha distrutto completamente la città di San Francisco, causando oltre 3000 morti. Più recentemente tre gravi terremoti si sono verificati in soli cinque anni: Loma Prieta nel 1989 ($M_w = 7.1$), Petrolia nel 1992 ($M_w = 6.9$) e Northridge nel 1994 ($M_w = 6.7$).

Tra tutti gli Autori visti in precedenza, Power et al. (1998) hanno riportato molti casi di danni avvenuti durante questi terremoti (64 casi). Al fine di ridurre la vulnerabilità delle gallerie durante i terremoti, in California sono stati condotti diversi studi per la progettazione sia statica che sismica di queste strutture. Ad esempio per la costruzione della Bay Area Rapid Transit (BART) e della metropolitana di Los Angeles sono state progettate delle giunture sismiche speciali, in modo da consentire degli spostamenti differenziali e limitando così l'aumento delle sollecitazioni nel rivestimento. Durante l'evento Loma Prieta (1989) tali giunture hanno avuto una buona performance, infatti le strutture della metropolitana non hanno subito particolari danneggiamenti, contrariamente a quanto successo invece a molti tubi di un sistema di approvvigionamento idrico.

Un altro esempio dei danni provocati da questi terremoti è rappresentato dall'Alameda Tubes, ovvero due tunnel sottomarini del diametro di 12 metri. Schmidt & Hashash (1999) hanno analizzato e spiegato i danni strutturali presenti in tali strutture, che risultavano estremamente fessurate a causa dei fenomeni di liquefazione avvenuti nella sabbia marina.

Bardet & Davis (1999) hanno analizzato il comportamento e le relative problematiche di 61 tubazioni d'acciaio durante il terremoto di Northridge (1994). In Figura 1.3.2 possiamo infatti notare la deformazione che tali tubi hanno avuto dopo l'evento sismico. In particolare essi mostrano dei meccanismi di deformazione che sono peculiari dei tubi di acciaio sottili: la maggior parte di loro, infatti, ha subito una sorta di avvizzimento dovuto a instabilità laterale per mancanza di isolamento [8].

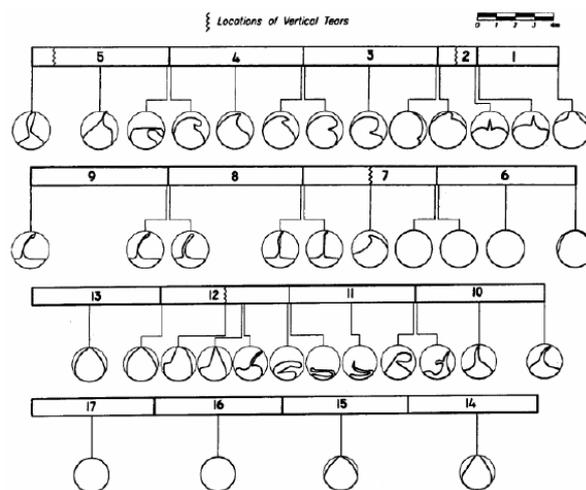


Figura 1.3.2: Deformazioni subite da delle tubazioni in acciaio durante il terremoto di Northridge [15]

1.3.1.2 Giappone

I terremoti estremamente intensi verificatisi in Giappone hanno causato milioni di dollari di danni e centinaia di edifici distrutti. L'alto livello di vulnerabilità sismica e la densità di popolazione presente in Giappone sono i motivi principali che rendono questa area geografica uno dei paesi con il più alto rischio sismico nel mondo. Durante questi gravi terremoti, anche molte strutture sotterranee hanno subito enormi danneggiamenti.

Nel 1995 ad esempio, l'evento catastrofico di Hyogoken-Nambu ha causato molti danni alla città di Kobe, situata vicino l'epicentro del terremoto. La scossa principale, con una magnitudo di 6.9 e la durata di 20 secondi ha causato la morte di 5100 persone e il crollo di ponti, edifici e altre strutture civili. L'intero sistema della metropolitana di Kobe è stato danneggiato, costringendo il servizio a fermarsi [8]. Il progetto della metropolitana infatti, nel 1962, non ha incluso specifiche disposizioni sismiche e a causa di ciò rappresenta la prima struttura sotterranea moderna a fallire durante un evento sismico. Nella Figura 1.3.3 possiamo notare il collasso delle colonne centrali della stazione, accompagnato in seguito dal crollo della lastra del soffitto.

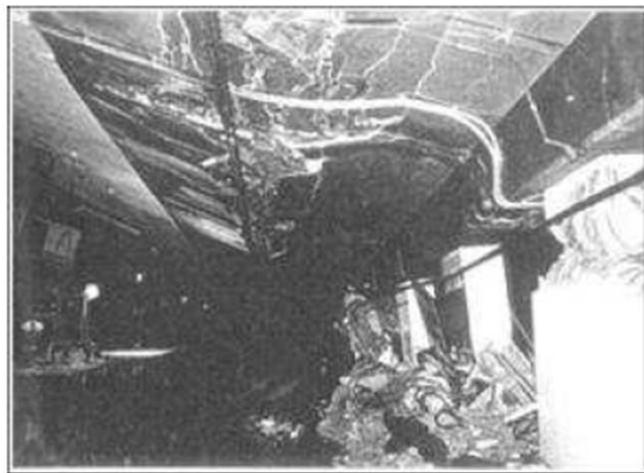


Figura 1.3.3: Metropolitana di Kobe durante il terremoto del 1995 [16]

Durante il terremoto, le pareti trasversali alle estremità della stazione e nelle aree in cui cambia la larghezza della sezione, fungevano da pareti di taglio per aumentare la resistenza al collasso della struttura. Per questo motivo queste pareti hanno sofferto in modo significativo il sima, ma le colonne interne in queste regioni non hanno subito tanti danni sotto l'effetto dell'agitazione orizzontale. Viceversa nelle regioni senza pareti trasversali, il collasso delle colonne centrali ha causato l'inflessione della lastra del soffitto e la formazione di fessure della grandezza di circa 200 mm in direzione longitudinale, come mostrato in Figura 1.3.4. Secondo alcuni Autori è probabile che lo spostamento relativo tra la base e il soffitto dovuti al movimento del sottosuolo abbiano creato la forza orizzontale distruttiva. Questo tipo di movimento infatti, potrebbe avere un effetto minore in una struttura piccola, viceversa in una grande costruzione come una stazione metropolitana può essere significativo e creare diverse problematiche. Di sicuro al collasso delle colonne e della lastra del soffitto hanno contribuito in maniera importante anche il comportamento non lineare del terreno ed il sovraccarico dovuto allo spessore del ricoprimento che ha causato un'ulteriore forza inerziale alla struttura

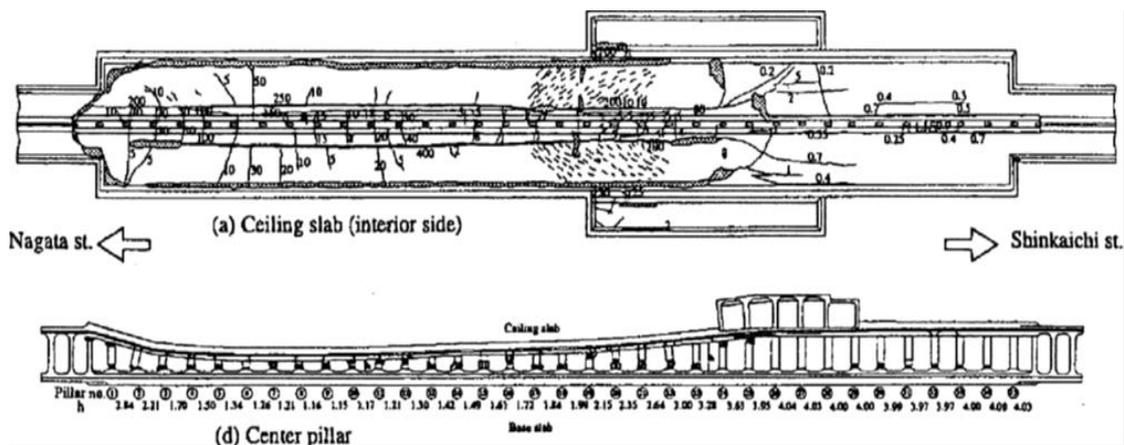


Figura 1.3.4: Rappresentazione delle colonne e della lastra di copertura della metropolitana [17]

. Oltre alla metropolitana, anche su alcune tubazioni in calcestruzzo per la fognatura, con un diametro di circa 2,4 metri, si sono formate delle cricche longitudinali durante il Terremoto di Kobe, riportando delle rotture a compressione nelle sezioni trasversali. Queste crepe sono state osservate sia nelle condotte costruite con il jacking method sia in quelle in cui è stato utilizzato il metodo cut and cover. Una volta rotti, i tubi si sono comportati come archi a quattro cerniere e ciò ha causato una significativa perdita d'acqua [17].

1.3.1.3 Repubblica Popolare Cinese

Nel 1999 un terribile terremoto si è verificato nell'isola di Taiwan, causando conseguenze distruttive anche nella vicina Repubblica Popolare Cinese. Il terremoto di Chi-Chi, dal nome della città vicino all'epicentro, si è verificato il 21 settembre con un valore di magnitudo pari a 7,6. Miyajima e Hashimoto (1999) hanno studiato i dati relativi ai danni occorsi al sistema di approvvigionamento idrico durante questo terremoto: la formazione delle cricche ha riguardato alcune condotte di trasmissione per una lunghezza di circa 140 metri e le condotte di servizio per circa 4,56 chilometri. La Water Works Association della Repubblica Cinese ha stimato che questo fenomeno è stato dovuto per circa il 50% dallo scuotimento del terreno, mentre la restante quota è da attribuire al collasso del versante e a fenomeni di liquefazione avvenuti in prossimità delle tubazioni [8], come mostrato in Figura 1.3.5



Figura 1.3.5: Instabilità dei pendii e conseguenti danni sulle tubazioni durante il terremoto [18]

Diverse gallerie autostradali, inoltre, si trovavano all'interno della zona fortemente influenzata dal sisma. Si tratta in particolare di grandi tunnel a forma di ferro di cavallo situati in roccia. Tali tunnel erano stati ispezionati precedentemente al sisma e non mostravano segni di visibili danneggiamenti. In seguito al terremoto, invece, essi hanno riportato alcuni danni dovuti anche in questo caso all'instabilità del pendio, che ha causato in particolare la nascita e lo sviluppo di piccole incrinature e scheggiature sul rivestimento del tunnel. Viceversa, nessuna problematica è stata segnalata per quanto riguarda la metropolitana di Taipei, che si trova ad oltre 100 km dalla zona maggiormente colpita dal sisma.

1.3.1.4 Turchia

Nello stesso anno del terremoto di Chi-Chi a Taiwan, due forti terremoti si sono verificati nella regione turca. Il primo dei due è stato registrato il 7 agosto ($M_w = 7,4$) ed è stato chiamato Kocaeli, mentre il secondo avvenuto il 12 novembre ($M_w = 7,2$), ha preso il nome di Duzce, dalla città vicino all'epicentro. O'Rourke et al. (2001) hanno analizzato e raccolto una serie di dati riguardanti i danni occorsi su alcuni tunnel durante quest'ultimo evento. In particolare, essi hanno focalizzato la propria attenzione sul caso del Tunnel del Bolu, una struttura stradale di 3260 Km che collega la città di Ankara con la città di Istanbul. Tale tunnel presenta un raggio interno di 7 metri ed è stato costruito seguendo il New Austrian Method (NATM). Durante il terremoto, il tunnel era ancora in costruzione ed il cantiere si trovava a circa 40 Km ovest dall'epicentro del sisma. Le maggiori problematiche si sono avute nella zona nei pressi di Ankara, nonostante essa fosse quella più lontana dall'epicentro. Come possiamo notare dalla Figura 1.3.6 infatti, il sisma ha causato il collasso dell'imbocco del tunnel e lo sviluppo di una serie di fessurazioni lungo il rivestimento, soprattutto nelle sezioni situate in argilla morbida. Ciò è stato sicuramente dovuto al fatto che tutte le sezioni erano ancora in costruzione e presentavano soltanto un rivestimento provvisorio di spritz-beton, con assenza del rivestimento definitivo [8].

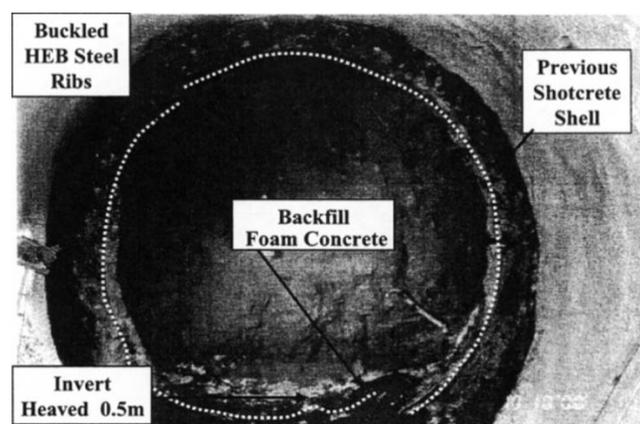


Figura 1.3.6: Danneggiamenti osservati nel tunnel del Bolu [17]

Questi esempi di letteratura, dimostrano come sia necessario introdurre all'interno della progettazione delle gallerie uno studio accurato sull'entità della forza dinamica che nasce a causa dei terremoti, in modo da evitare il più possibile la nascita di problematiche dovute all'effetto dell'evento sismico.

1.3.2 Casi studio in Italia

Le informazioni su eventi osservati sul territorio italiano, ha consentito di evidenziare una concentrazione dei sismi più significativi in corrispondenza dell'arco appenninico. In alcune di queste aree ad elevate intensità sismica sono presenti diverse opere in sotterraneo a distanza relativamente piccola dagli epicentri degli eventi registrati e in virtù di ciò, alcune di queste hanno riportato danni in concomitanza degli episodi più intensi.

Per l'esperienza italiana, si riportano i riferimenti di 4 eventi sismici, descritti in Figura 1.3.7 che hanno interessato gallerie di differente tipologia: la caverna di una centrale idroelettrica, una galleria autostradale in costruzione, una galleria idraulica e due gallerie stradali [19].

Earthquake	M_w	Types of underground works in the area	Epicentre		Hypocentre
			Site	Distance km	depth km
Friuli 1976	6.5	cavern of a hydroelectric power plant (Somplago)- motorway tunnel under construction (Lago di Cavazzo)	Gemona	7÷10	5.7
Irpinia 1980	6.9	hydraulic tunnel (Pavoncelli: Acquedotto Pugliese)	between Teora e Conza della Campania	In the epicenter area	12
L'Aquila 2009	6.3	road tunnel Monteluco (SS 17)	L'Aquila	3	8.8
Appennino Umbro-Marchigiano 2016	6.5	road tunnel San Benedetto and 9 others with minor damages (SS 685)	Amatrice - Accumuli	In the epicenter area	9

Figura 1.3.7: Eventi sismici più significativi registrati in Italia [19]

A partire quindi dai casi che andremo ad esporre, risulta interessante evidenziare come non tutte le gallerie, esposte a tali eventi, abbiano riportato danni e distinguere, tra quelle danneggiate, la tipologia e la gravità delle lesioni riscontrate.

1.3.2.1 Terremoto del Friuli

L'evento del 1976 in Friuli è stato uno dei peggiori terremoti italiani per vittime, danni ed estensione territoriale. Nell'area erano presenti tre grandi opere:

- La centrale idroelettrica in caverna di Somplago
- La galleria autostradale del "Lago di Cavazzo"
- Il viadotto di attraversamento del fiume Tagliamento.

In particolare, delle tre solamente il viadotto, in costruzione a circa 4 Km dall'epicentro, ha riportato il tranciamento delle pile a causa della caduta di compatti blocchi di calcare dai versanti circostanti. Viceversa le altre due opere non hanno subito danni perché più distanti dall'epicentro (circa 8 Km) e perché erano state realizzate in formazioni carbonatiche coerenti [19].

1.3.2.2 Terremoto dell'Irpinia

Questo forte terremoto del 1980 ha colpito una vastissima zona con una magnitudo di 6.9, tanto da essere stato sentito in tutta l'Italia meridionale. L'area epicentrale era attraversata nel tratto iniziale dall'acquedotto della Puglia, un'opera di grande importanza, costituita da una galleria di 12 Km che prende il nome di galleria Pavoncelli (Figura 1.3.8).

Tale opera era stata costruita tra il 1906 e il 1914 con rivestimenti in muratura di mattoni o pietra e durante il terremoto è stata intensamente danneggiata tanto da dovere essere abbandonata e sostituita con una nuova galleria.

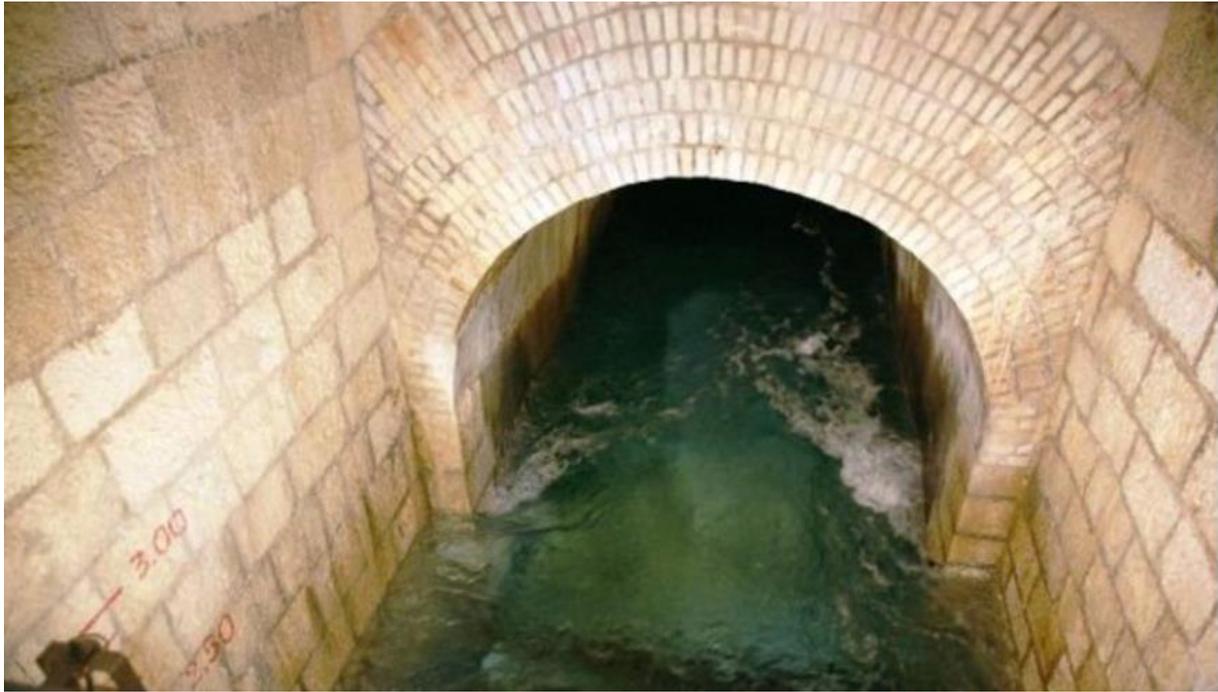


Figura 1.3.8: Galleria Pavoncelli

In particolare per questo caso studio, si ha memoria di quattro differenti tipologie di danni. Infatti in prossimità delle formazioni coerenti, arenarie e calcari, si erano verificate rotture trasversali del rivestimento con dislocazione relativa delle due parti in due diverse zone alle estremità del tratto danneggiato. Nell'unica tratta di bassa copertura (circa 30 metri) si è invece verificata una rottura locale per schiacciamento del rivestimento in calotta, mentre su un lungo tratto di circa 80 metri nella zona di massima copertura (300 metri) c'è stato il sollevamento dell'arco rovescio e spaccature del rivestimento in parete. Per questo caso specifico è importante evidenziare come la tipologia di danno più intenso si sia verificato nella zona di passaggio tra due diverse formazioni geologiche, quella pelitica di base e quella calcareo marnosa in sommità. Tale aspetto risulta essere molto rilevante dal punto di vista della progettazione sismica, in quanto l'eterogeneità del terreno provoca una diversa risposta al passaggio delle onde di volume [19].

Vedremo successivamente, come le tipologie di danno riscontrate, sono fortemente correlate con il particolare contesto geologico in cui una particolare opera si inserisce.

1.3.2.3 Terremoto dell'Aquila

Durante gli eventi sismici del 2009 è stato registrato che tra tutte le scosse riconosciute, molte hanno avuto una magnitudo compresa tra 3.5 e 5, ed addirittura 3 scosse hanno superato il valore di 5. A circa 3 Km dall' epicentro individuato, si trova collocata la galleria di Montelucio, una galleria naturale provvista di arco rovescio, che attraversa una formazione calcarea.

Durante questo periodo di intensa attività sismica ed in particolare a seguito della scossa registrata il 6 aprile, tale opera ha riportato danni a carico del rivestimento definitivo, con un diffuso quadro fessurativo e spostamenti concentrati in corrispondenza delle riprese di getto tra i conci del rivestimento (Figura 1.3.9)

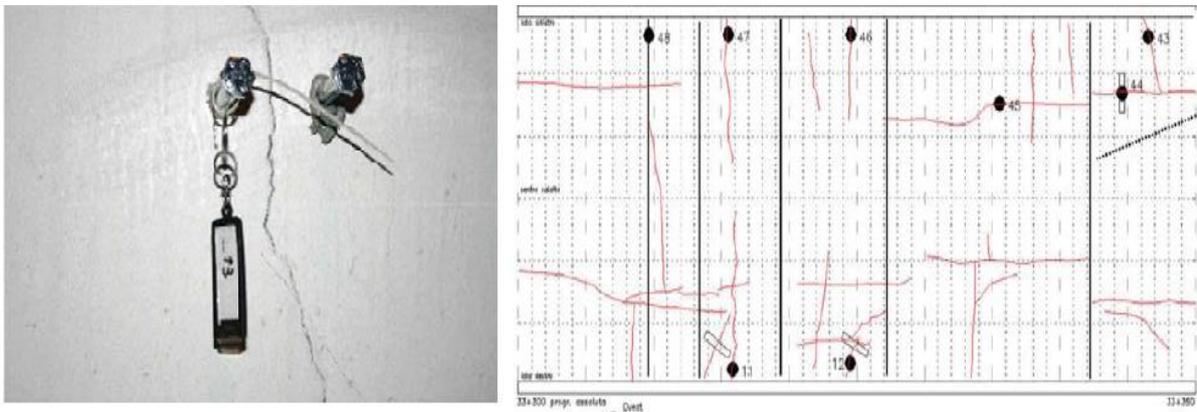


Figura 1.3.9: Quadro fessurativo della galleria Montelucio [19]

In particolare, la galleria è stata danneggiata per un tratto di 450 metri, che è stato poi oggetto di rilievo e monitoraggio, durante il quale gli eventi sismici registrati non hanno dato luogo a fessure di neoformazione e neanche indizi di notevoli spostamenti lungo le fessure preesistenti [19].

1.3.2.4 Terremoto appennino Umbro-Marchigiano

Durante il 2016, l'Italia centrale è stata interessata da un'intensa attività sismica che ha fatto registrare una serie di terremoti, localizzati a cavallo delle regioni Lazio, Umbria, Marche e Abruzzo. In particolare tale sequenza ha avuto una evoluzione con eventi particolarmente distruttivi, durante l'ultima settimana di ottobre, raggiungendo una magnitudo massima di 6.5. In questo periodo di frequenti terremoti diverse gallerie presenti lungo la zona hanno subito lievi danni, in alcuni casi subito riparati, già dalle prime scosse di agosto, risentendo in maniera significativa di quelle successive più intense. Si è trattato per la maggior parte di danni superficiali tali da non compromettere l'integrità strutturale e la funzionalità del rivestimento, mentre in altre zone lo stesso rivestimento definitivo è risultato segnato dalla presenza di lesioni più profonde, concentrate in maniera particolare in corrispondenza dei giunti o delle riprese di getto. In diverse tratte inoltre, le lesioni sono state riscontrate anche nella pavimentazione, spesso in corrispondenza di quelle del rivestimento. In calotta, dove era presente dell'armatura si è assistito all'espulsione del copriferro, con conseguente esposizione dei ferri, come mostrato in Figura 1.3.10.



Figura 1.3.10: Lesione tra i giunti nelle gallerie Le Case ed esposizione dei ferri nella galleria Colle Pretelle I [19]

In particolare la galleria di S. Benedetto, che si trova al confine tra Marche ed Umbria e distante circa 13 Km dall'epicentro, ha riportato danni tali da comprometterne la percorribilità. Tale opera ha infatti riportato in più punti la rottura del rivestimento definitivo ed il sollevamento della piattaforma stradale di circa 24 cm, come mostrato in figura 1.3.11:

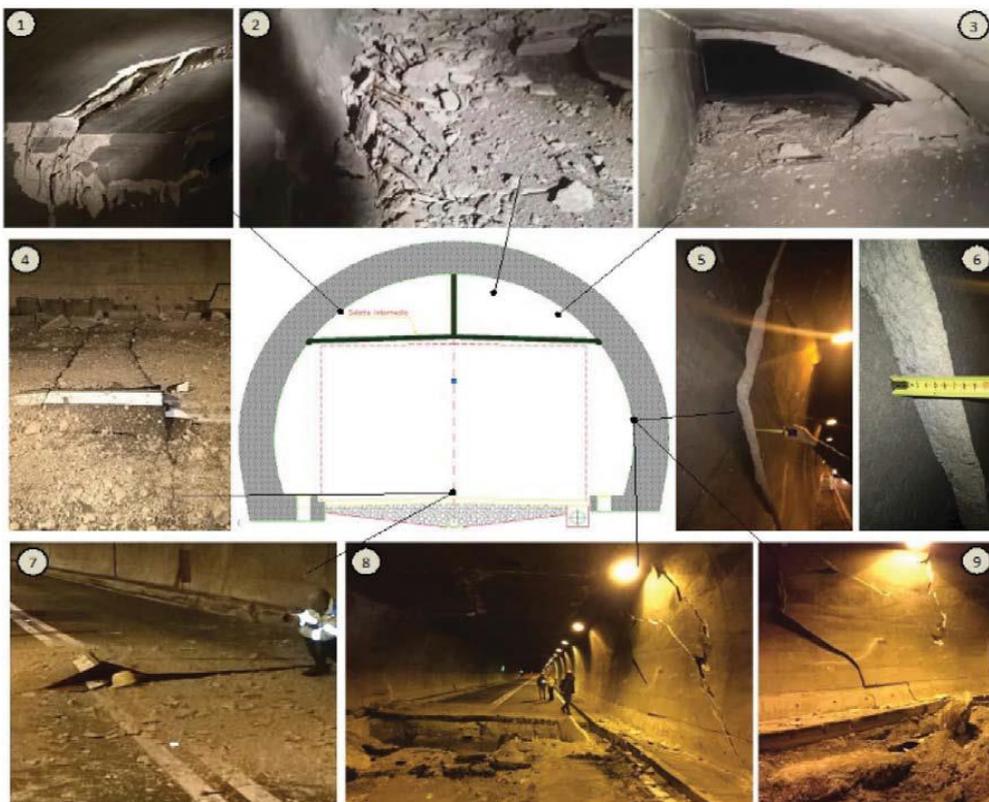


Figura 1.3.11: Danni mostrati dalla galleria S. Benedetto dopo il sisma del 30 Ottobre [20]

Il caso della galleria di S. Benedetto può essere considerato particolarmente significativo poiché si hanno a disposizione molte informazioni, tali da poter ricostruire un quadro abbastanza preciso degli elementi che ne hanno provocato il danneggiamento, riuscendo a correlare quest'ultimo alla concomitanza di specifici fattori. In particolare, nella zona in cui si sono verificati i danni maggiormente significativi, è presente un'eterogeneità di materiale dovuta al passaggio tra due formazioni, tale che le caratteristiche meccaniche del materiale alle spalle del rivestimento definitivo non sono omogenee. Inoltre, attraverso le indagini geognostiche e le lavorazioni effettuate in fase di ripristino, è stata riscontrata la presenza di vuoti nel rivestimento definitivo [19].

1.4 Cause, tipologia di danni e miglioramenti nella progettazione

Dopo aver osservato ed analizzato diverse tipologie di casistiche presenti in letteratura, risulta interessante evidenziare come non tutte le gallerie esposte alle azioni sismiche hanno riportato danni e, tra quelle danneggiate, distinguere la tipologia e la gravità delle lesioni riscontrate. Un altro fattore interessante, consiste sicuramente nell'andare ad analizzare le cause che hanno portato a determinati tipi di danneggiamenti e problematiche, andando a suggerire, ove possibile, una soluzione che permetta di prevenire il problema. Per far ciò è quindi necessario tener conto dei diversi fattori che hanno caratterizzato lo specifico evento sismico, delle peculiarità della galleria in esame e del contesto in cui essa si inserisce.

1.4.1 Cause principali

Come già anticipato, il comportamento delle opere in sotterraneo sotto effetto di carichi dinamici risulta alquanto diverso rispetto a quello che siamo abituati a vedere per le opere in superficie. Risulta quindi interessante, evidenziare quali siano le più importanti condizioni che in passato hanno portato ad avere dei collassi o dei danni particolari in questo tipo di strutture.

Di sicuro una prima distinzione degli effetti del terremoto va fatta tra le cause dirette e quelle indirette. Infatti, mentre le prime sono provocate dal moto del terreno dovuto al passaggio delle diverse tipologie di onde sismiche, le seconde riguardano dei fenomeni, che portano a danni localizzati e che possono essere collegati a diversi tipi di instabilità che affliggono le terre, quali liquefazione, frane, cedimenti e subsidenza.

Inoltre, attraverso un'attenta analisi degli eventi del passato e dei relativi danneggiamenti provocati nelle strutture presenti nelle aree vicine, diversi Autori hanno avuto la possibilità di evidenziare le principali condizioni, sia del sisma ma anche dell'opera e del terreno, che hanno portato a determinati tipi di problematiche.

Dowding e Rozen nel 1978 [9] hanno messo in evidenza l'effetto dovuto allo scuotimento del terreno, per scavi sotterranei in roccia, concentrando la loro attenzione soprattutto sul contributo della velocità di picco del terreno (PGV), la magnitudo (M) e la distanza dell'epicentro dall'opera. Come mostrato in Figura 1.4.1, i due Autori hanno messo in relazione questi tre parametri, associando ad ogni particolare combinazione dei tre, un livello di danno.

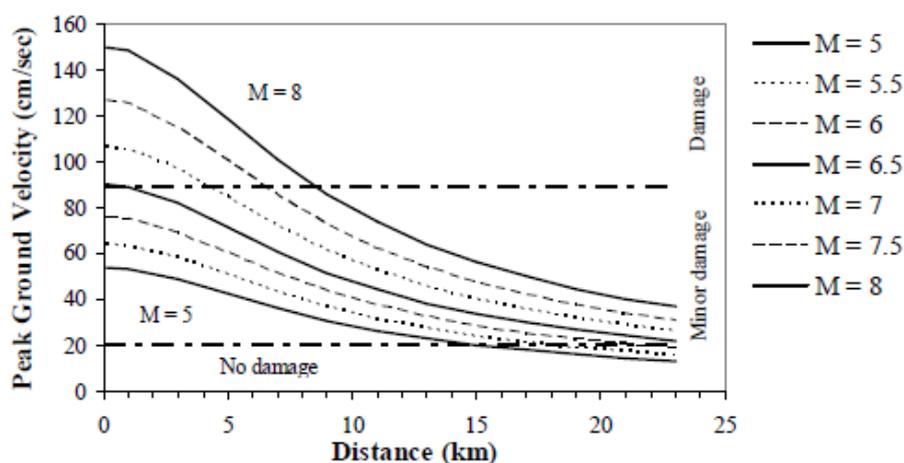


Figura 1.4.1: Livello di danno in funzione di PGV, distanza e magnitudo di un sisma [9]

Owen e Scholl nel 1981 [10] hanno cercato di migliorare il precedente studio, associando un livello di danno, oltre che con il valore di picco di velocità anche con quello di accelerazione di picco al suolo (PGA), calcolando quest'ultimi tenendo conto delle leggi di attenuazione. Essi, come mostrato in Figura 1.4.2, hanno riportato per ogni caso studio analizzato, il valore di PGA e PGV, correlando ad ognuno di essi un livello di danno.

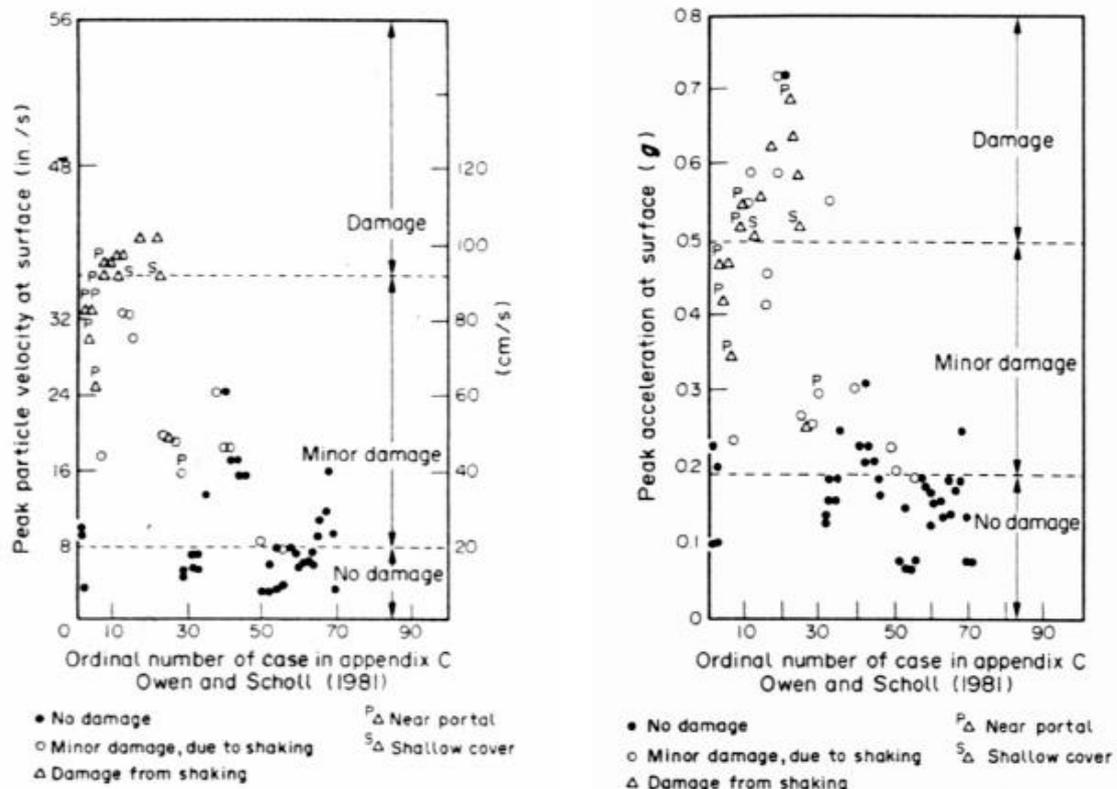


Figura 1.4.2: Livello di danno associato ai valori di PGA E PGV [9]

In particolare, nel grafico possono essere evidenziate due soglie di PGA: la prima al valore di 0,2 g, che separa i casi di lieve danno dai casi di danno moderato, mentre la seconda al valore di 0,5 g, usato per distinguere i casi di danno moderato dai casi di danno grave. Quest'ultima è un'informazione importante da sottolineare, in quanto il limite di 0.5 g è abbastanza alto rispetto ai valori che causano danni alle strutture in superficie, confermando quindi che le strutture sotterranee sono molto più sicure grazie al confinamento del terreno che limita notevolmente gli spostamenti della struttura dovuti alle scosse sismiche [8].

Sharma & Judd nel 1991 [11] hanno esteso il lavoro di Dowding & Rozen aggiungendo allo studio, altri parametri che consideravano cruciali per il comportamento del tunnel. Oltre alla PGA e alla magnitudo, infatti, essi hanno preso in considerazione la distanza epicentrale, la profondità del tunnel, il tipo di terreno e la tipologia del rivestimento di supporto. In particolare essi hanno raccolto le loro analisi in sei istogrammi relativi a queste sei variabili, associando alla loro distribuzione, 4 livelli di danno che possono essere quantificati (nessun danno, danno leggero, moderato danni e gravi danni) [8].

In Figura 1.4.3, si può notare come il danno riportato diminuisce con l'aumentare della profondità. Le gallerie profonde sembrano infatti essere più sicure e meno vulnerabili agli scuotimenti dei terremoti di quanto lo siano tunnel poco profondi e questo diverso

comportamento è probabilmente dovuto sia al grado di confinamento che al miglioramento delle caratteristiche del terreno con la profondità. Per quanto riguarda il tipo di roccia, le analisi suggeriscono che il danno maggiore si verifichi nella roccia compatta.

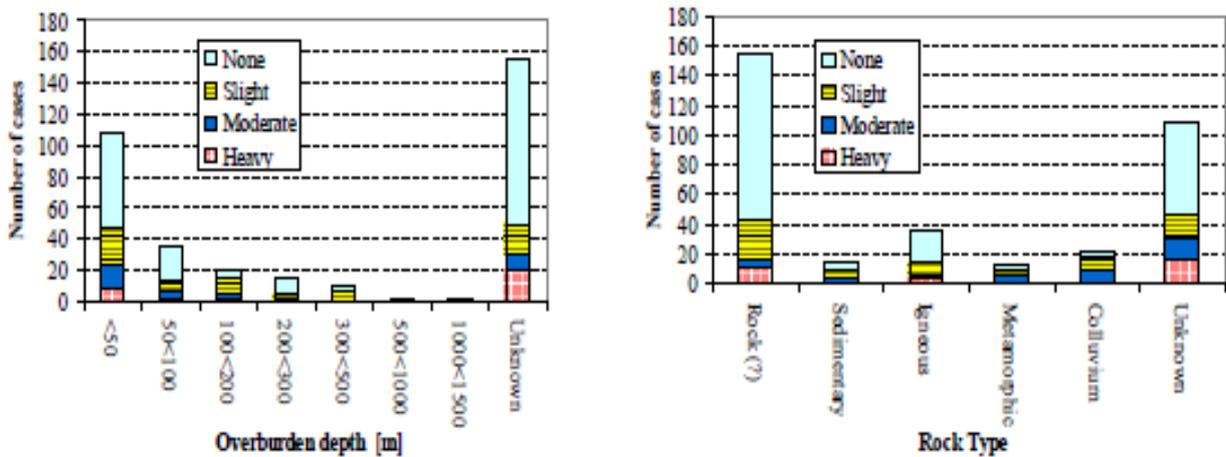


Figura 1.4.3: Livelli di danno associati al ricoprimento e al tipo di roccia [11]

Per quanto riguarda l'effetto della presenza di un supporto, ovviamente i maggiori danni si hanno nel caso di assenza di rivestimento o rivestimenti in calcestruzzo non armati. Il danno dovuto a questi eventi, può essere ridotto andando a stabilizzare il terreno attorno al tunnel attraverso interventi di jet-grouting, in modo da migliorare l'interazione tra il rivestimento ed il terreno circostante. Infatti, migliorare il rivestimento del tunnel creando sezioni più rigide senza però stabilizzare i contorni più poveri, può causare forze sismiche in eccesso nel rivestimento. Sulla base dei casi studio in esame, l'analisi dell'influenza del valore della magnitudo, ha dimostrato come i sismi aumentino la loro pericolosità all'aumentare della magnitudo e che per avere un livello di danno importante bisogna superare una magnitudo di 6,5. Quanto appena detto su questi due fattori, è messo in evidenza in Figura 1.4.4.

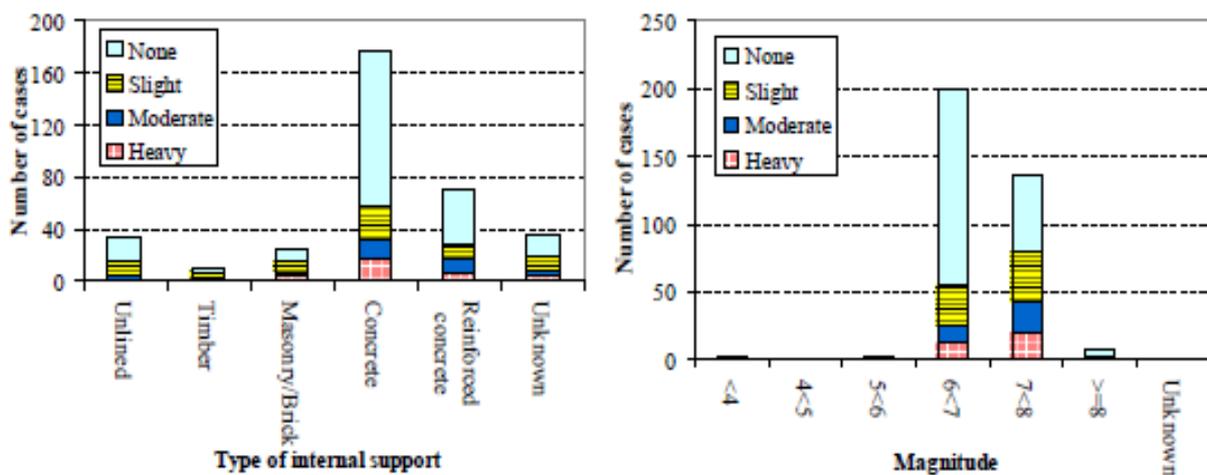


Figura 1.4.4: Livelli di danno associati al tipo di supporto e alla magnitudo [11]

Infine, in Figura 1.4.5 i grafici relativi a PGA e distanza epicentrale confermano i risultati precedenti, evidenziando come solo intensi terremoti possano causare gravi danni alle opere in sotterraneo, aumentando la loro pericolosità all'aumentare dell'accelerazione di picco al suolo e per minori valori della distanza epicentrale.

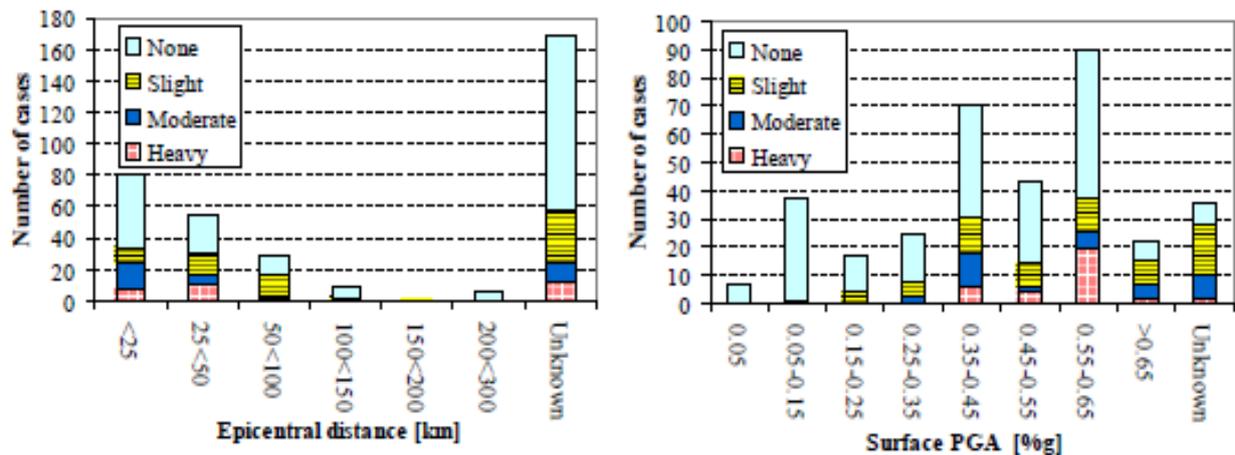


Figura 1.4.5: Livelli di danno associati alla PGA e alla distanza dall'epicentro [11]

Riassumendo, possiamo quindi dire che i fattori che maggiormente influenzano la risposta sismica di una struttura in sotterraneo includono:

- Forma, dimensione e profondità della struttura: in particolare risentono di più dell'effetto sismico le gallerie superficiali e quelle che hanno una forma diversa da quella circolare o comunque non simmetrica;
- Proprietà meccaniche del terreno o della roccia circostante: ovviamente i danni maggiori si sono riscontrati in presenza di terreni teneri;
- Proprietà meccaniche della struttura: con particolare attenzione per le strutture che non presentano interventi di consolidazione o rivestimento di supporto;
- PGA, magnitudo e distanza epicentrale del terremoto: ovviamente i sismi più pericolosi sono quelli più intensi e meno distanti dall'opera in esame.

1.4.2 Tipologia di danni causati da un sisma e miglioramenti nella progettazione

Date le informazioni descritte in precedenza, è possibile notare come, a causa del sisma, le opere sotterranee vadano in contro a tipologie diverse di rottura, in funzione soprattutto dei fattori che l'hanno determinata. Il lavoro di raccolta dei diversi Autori, fornisce un database relativamente ampio sui danni osservati nelle gallerie, sottoposte a carichi sismici. Quest'ultimo risulta essere molto eterogeneo, in quanto al suo interno si possono distinguere casi molto diversi per tipo di crepe, livello di danneggiamento, tipo suolo e di rivestimento.

Al fine di classificare il comportamento dei tunnel durante il terremoto, tra le diverse teorie proposte in letteratura, si è scelto di riportare, in maniera più o meno dettagliata, quelle ritenute maggiormente idonee.

1.4.2.1 Tipi di danno

Dowding & Rozen, nel 1978 [9] hanno suddiviso il loro database utilizzando come criterio principale, il livello di danno subito dalle strutture in sotterraneo. Essi hanno preso in considerazione alcuni parametri di riferimento quali: la larghezza della fessura (W), la lunghezza di quest'ultima (L), le funzionalità del tunnel e le necessità di ripristino dopo i terremoti.

Seguendo questo approccio, essi hanno individuato tre specifici livelli di danno, classificati come segue:

- CLASSE A: : leggero danno. $L < 5m$ $W < 3mm$. La funzionalità del tunnel rimane perfetta, senza aver bisogno di un ripristino o di un arresto del servizio;
- CLASSE B: danno moderato. $L > 5m$ $W > 3mm$. In questo caso gli spostamenti differenziali possono causare crepe profonde e scheggiature. La funzionalità potrebbe essere compromessa con conseguente interruzione del servizio fino al completo ripristino dell'opera;
- CLASSE C: danno grave, causato da una frana o da un fenomeno di liquefazione, dovuti al sisma. In questi casi si ha quasi sempre il collasso strutturale del rivestimento ed il servizio si ferma senza alcun possibile restauro

Wang nel 2001 [21] ha aggiornato la classificazione di Dowding e Rozen, aggiungendo un livello di danno e suddividendo il secondo gruppo in due classi: nessun danno, danno leggero, danno moderato e danneggiato. Inoltre, egli insieme ad altri Autori, ha suggerito diversi schemi di rottura e fessurazione indotti nel rivestimento del tunnel durante un terremoto, come mostrato in Figura 1.4.6.

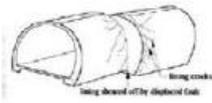
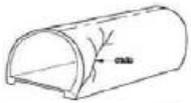
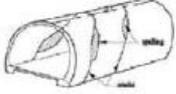
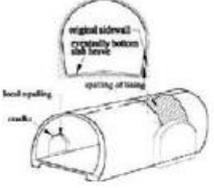
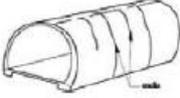
Type of cracks	Pattern	Type of cracks	Pattern
a) Sheared off lining		e) Inclined cracks	
b) Slope failure induced tunnel collapse		f) Extende cross cracks	
c) Longitudinal cracks		g) Wall deformation	
d) Trasverse cracks		h) Cracks nearby opening	

Figura 1.4.6: Tipi di danneggiamento [21]

La maggior parte di essi, riguarda la nascita di fessure all'interno del rivestimento definitivo che quindi risulta un elemento fondamentale per la progettazione sismica. Di seguito viene fornita, quindi, una breve descrizione dei diversi tipi di danneggiamento illustrati:

- a) *Rivestimento sfoderato*: si verifica quando il tunnel passa attraverso faglie attive;
- b) *Collasso del tunnel indotto da instabilità di un pendio*: si verifica quando il tunnel scorre parallelo a pendenze che generano frane che passano attraverso il rivestimento;
- c) *Cricche longitudinali*: si verificano quando il tunnel è sottoposto ad un alto livello deformativo a causa di un'elevata copertura;
- d) *Cricche trasversali*: si verificano quando il tunnel presenta delle giunture deboli;
- e) *Fessure inclinate*: si verificano a causa di una combinazione di crepe longitudinali e trasversali;
- f) *Crepe estese*: si verificano quando c'è il collasso parziale del rivestimento a causa di un'intensa deformazione sismica;
- g) *Deformazione delle pareti*: si verifica quando c'è una riduzione trasversale dovuta al collasso dell'invert;
- h) *Spalling del rivestimento*: si verifica quando la sezione trasversale crolla completamente.

1.4.2.2 Miglioramenti nella progettazione e strutture protettive

Le misure di protezione contro le azioni sismiche sono particolarmente importanti per le strutture sotterranee, in particolare in presenza di bruschi cambiamenti della rigidità strutturale come accade per [8]:

- Collegamenti tra gallerie e edifici o stazioni di transito;
- Giunzioni di gallerie di diverso materiale strutturale;
- Opere che attraversano mezzi geologici di diversa rigidità;
- Restrizioni locali sui movimenti della galleria di qualsiasi tipo.

In queste condizioni, la differenza di rigidità può sottoporre la struttura a spostamenti differenziali tali da generare una concentrazione degli sforzi. Per evitare questa situazione, la soluzione più comune è quella di accomodare gli spostamenti differenziali mediante giunzioni flessibili, che di solito consistono in lastre di acciaio piegate e gomma, con l'obiettivo di:

- consentire le rotazioni relative e gli spostamenti differenziali in direzione longitudinale e trasversale;
- resistere ai carichi statici, dinamici e dovuti all'eventuale presenza di acqua;
- rendere il tunnel impermeabile.

Nel caso di opere che attraversano due terreni diversi, soprattutto per quanto riguarda la rigidità, Kawashima nel 2000 [22] ha proposto un sistema di isolamento prolungato del tunnel dal terreno circostante. In questo modo, lo strato deformabile tra struttura e terreno assorbirebbe parte dell'azione sismica, riducendo quella sul rivestimento e permettendo una mitigazione di buona parte della deformazione sismica. Lo schema proposto dall'Autore per questo tipo di soluzione è mostrato in Figura 1.4.7.

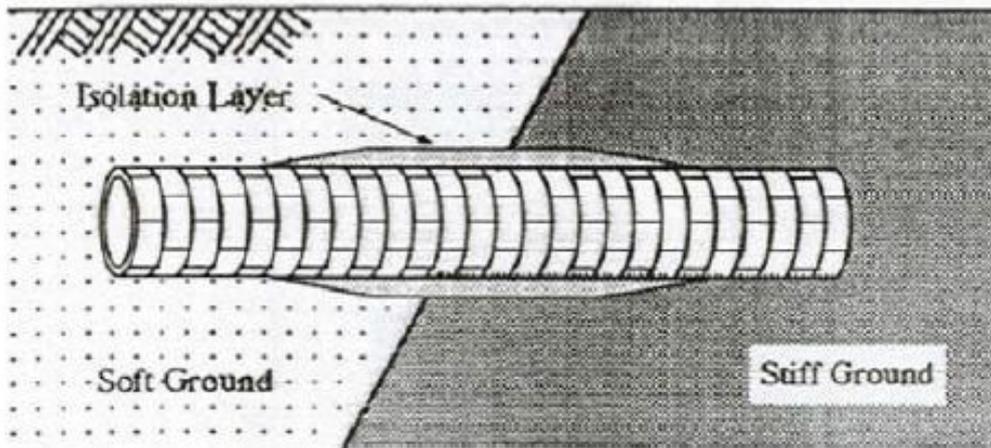


Figura 1.4.7: Sistema di isolamento proposto da Kawashima [22]

Al fine di proteggere le strutture esistenti dall'agitazione del terreno causato dal sisma, è richiesto quindi uno studio accurato della superficie di contatto suolo/rivestimento, mediante campionamento e tecniche geofisiche. In Figura 1.4.8 è infatti possibile notare, come la progettazione di sistemi di isolamento come quelli proposti da Kawashima, porti ad un valore minore di momento flettente. Nel caso in cui il tunnel riversasse in cattive condizioni, quindi, sarebbe opportuno e necessario effettuare qualche intervento di miglioramento o di recupero, a patto che il materiale utilizzato per l'isolamento sia resistente ai cedimenti e abbia effetti a lungo termine [8].

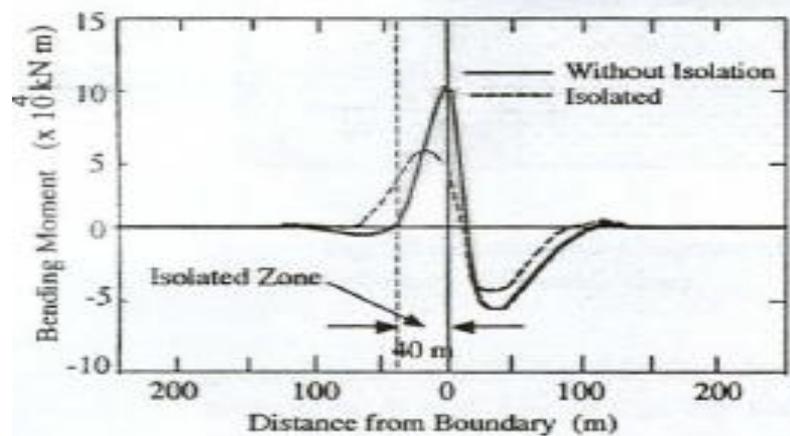


Figura 1.4.8: Diminuzione del momento grazie al sistema di isolamento [22]

Un'operazione di ripristino completo richiederebbe invece la sostituzione del tunnel andando ad aggiungere rinforzi in acciaio, mentre l'aumento dello spessore del lining non sarebbe una buona soluzione, in quanto aumenterebbe la rigidità strutturale e quindi la quota parte di forze interne del rivestimento.

Altre strategie di progettazione potrebbero includere la stabilizzazione del terreno, opere di drenaggio per evitare fenomeni di liquefazione o il rinforzo del terreno attraverso metodi di consolidazione. Ad esempio, Schmidt e Hashash nel 1999 [23] hanno proposto l'uso di pareti troncate realizzate con palancole o colonne in pietra o calcestruzzo, in modo da ridurre la pressione eccessiva dovuta alla presenza dell'acqua nel terreno.

2 Fasi progettuali e modellazione numerica delle gallerie

2.1 Generalità

Nello studio e nella progettazione delle gallerie, l'analisi dinamica rappresenta l'ultimo passaggio di una serie di considerazioni e operazioni da effettuare in modo da garantire un perfetto funzionamento dell'opera geotecnica in questione.

Al fine di progettare e costruire una galleria infatti, si deve focalizzare prima di tutto l'attenzione sul mezzo all'interno della quale verrà effettuato lo scavo prevedendo, laddove ce ne fosse bisogno, eventuali sistemi di rinforzo, in modo da garantire la stabilità della fascia di terreno vicino al profilo di scavo, che deve essere capace di resistere alle sovratensioni causate da quest'ultimo.

Per far sì che questo accada, bisogna far riferimento ad un determinato approccio [24] che prevede diverse fasi, di cui le prime riguardano la valutazione delle deformazioni del mezzo durante lo scavo, e quindi la stabilità della galleria, legata al comportamento del nucleo d'avanzamento, ovvero:

- *Fase di indagine*: prevede la conoscenza geologica, geomeccanica e idrogeologica del mezzo;
- *Fase di diagnosi*: prevede lo studio della risposta deformativa del mezzo in assenza di interventi di stabilizzazione ed il calcolo di una eventuale pressione di contenimento del fronte di scavo;
- *Fase di terapia*: prevede l'eventuale progettazione di opere o interventi con lo scopo di rendere stabile l'opera, qualora non lo fosse già;

Dopo queste prime tre fasi, è possibile quindi procedere alla costruzione del modello ed al calcolo delle tensioni che si generano per via dell'alterazione degli equilibri naturali del mezzo in cui si opera:

- *Analisi statica*: consiste nella valutazione delle sovratensioni dovute allo scavo.
- *Analisi dinamica*: consiste nella valutazione della nascita di eventuali tensioni dovute agli effetti del sisma;

A questo punto, è quindi possibile calcolare le sollecitazioni che nascono nei rivestimenti della galleria, per poi effettuare le rispettive verifiche strutturali allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

In questo capitolo dopo una breve descrizione delle fasi che precedono l'analisi dinamica, verranno evidenziati i metodi e le considerazioni preliminari da fare per far sì di ottenere una buona modellazione

2.2 Fasi progettuali delle gallerie

Prima di soffermarci sui vari metodi che permettono di effettuare una buona analisi dinamica delle opere in sotterraneo, è importante illustrare brevemente le principali fasi di progettazione che riguardano tali tipi di opere. Al fine di costruire un modello numerico quanto più fedele alla realtà, è infatti doveroso rifarsi allo specifico iter progettuale analizzato in precedenza, che sarà brevemente descritto nei paragrafi successivi.

2.2.1 Fase di indagine

La realizzazione di uno scavo in sotterraneo comporta l'alterazione degli equilibri naturali preesistenti nel mezzo in cui si opera. Per una corretta progettazione dello scavo è necessaria una conoscenza preventiva e il più possibile completa degli equilibri naturali del mezzo. La fase di indagine prevede l'acquisizione, l'elaborazione e l'interpretazione dei risultati delle indagini eseguite sul territorio. Durante la fase di indagine è necessario prestare attenzione a:

- Complessità geologico-tettonica dell'area;
- Lunghezza del tracciato;
- Entità della copertura.

In primis è necessario effettuare una caratterizzazione geologica del sito andando ad indagare le caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche ed altri aspetti legati alle caratteristiche del terreno o dell'ammasso roccioso.

Una volta che si è svolta l'indagine geologica è possibile passare alla caratterizzazione geotecnica del sito, in modo tale da ricavare i parametri meccanici del mezzo, ed in particolare:

- Struttura del materiale;
- Densità (ρ);
- Parametri di resistenza;
- Parametri di deformabilità;
- Permeabilità (k);
- Velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s).

Per ricavare tali parametri si può ricorrere a prove di laboratorio, a prove in situ e a correlazioni empiriche.

La fase di indagine è molto importante, poiché in questa fase si ricavano i parametri meccanici ed è da essi che dipendono tutti i risultati che si ottengono alla fine della progettazione. Anche se il progetto dell'opera viene svolto con l'ausilio di un'ottima modellazione, utilizzando modelli sofisticati, si possono verificare dei problemi durante la costruzione dell'opera se i parametri meccanici non sono stati stimati con sufficiente attenzione. Ed in particolare solitamente, maggiore è la complessità del modello, più numerosi sono i parametri da valutare.

Le informazioni ottenute mediante le campagne sperimentali e le indagini opportune, consentono di costruire il modello geologico-tecnico.

2.2.2 Fase di diagnosi

Nella fase di diagnosi, sulla base del modello geotecnico scaturito dagli studi e dalle indagini effettuate nella fase conoscitiva, si procede alla previsione della risposta tenso-deformativa del mezzo allo scavo, in assenza di interventi di stabilizzazione. Secondo l'approccio ADECO-RS [24] infatti, la previsione dell'evoluzione dello stato tensionale a seguito dell'apertura di una galleria è possibile attraverso l'analisi di fenomeni deformativi, che forniscono indicazioni sul comportamento della cavità nei confronti della stabilità a breve e lungo termine. Dati sperimentali e analisi teoriche hanno dimostrato che il comportamento della cavità è significativamente condizionato dalle caratteristiche geometriche della galleria, dai carichi litostatici e dalle caratteristiche di resistenza e di rigidità del nucleo d'avanzamento. Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenersi in campo elastico, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento, con il conseguente sviluppo di condizioni di instabilità del fronte e del cavo. Se invece il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, il nucleo stesso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene pertanto in campo elastico, conservando le caratteristiche di resistenza del materiale attraversato ed evitando configurazioni di instabilità. Questo permette di suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo andando ad assegnare ad ogni tratta una categoria di comportamento, facendo riferimento alle tre categorie fondamentali, descritte di seguito:

- *Categoria A*: si tratta di un comportamento nucleo-fronte stabile ed è identificabile quando lo stato di sollecitazione non supera le caratteristiche di resistenza del mezzo ed i fenomeni deformativi sono in campo elastico.
- *Categoria B*: si tratta di un comportamento nucleo-fronte stabile a breve termine ed è identificabile quando lo stato di sollecitazione supera le caratteristiche di resistenza in campo elastico del mezzo ed i fenomeni deformativi sono in campo elastoplastico
- *Categoria C*: si tratta di un comportamento nucleo-fronte instabile ed è identificabile quando lo stato di sollecitazione supera le caratteristiche di resistenza del mezzo ed i fenomeni deformativi sono in campo di rottura

La valutazione del comportamento deformativo e la conseguente analisi di stabilità del fronte scavo è stata condotta utilizzando diversi metodi, analitici e/o numerici, a seconda di alcune caratteristiche e condizioni del mezzo e dell'opera. In particolare:

1. Per le tratte ad elevata copertura tale analisi è stata svolta attraverso il metodo della *curva caratteristica*, ovvero un metodo di calcolo, basato su alcune ipotesi, che consente l'analisi tridimensionale semplificata dello scavo di gallerie in relazione alle proprietà meccaniche dell'ammasso attraversato e alle caratteristiche geometriche dell'opera
2. Per le tratte a bassa copertura si è invece preferito utilizzare dei metodi analitici condotte in condizione di equilibrio limite, in quanto in questo caso viene a mancare una delle ipotesi del metodo precedente, ovvero che la pressione al contorno del cavo sia di tipo idrostatica. In particolare si è fatta una differenziazione ne caso di

comportamento drenato del terreno, dove è stato utilizzato il *metodo di Tamez* [25], e comportamento non drenato dove invece si è preferito utilizzare il *metodo di Broms e Bennermark* [26].

I risultati dell'analisi del comportamento deformativo consentono quindi di individuare delle zone a comportamento tenso-deformativo omogeneo. Inoltre per le tratte che presentano un comportamento nucleo-fronte instabile di tipo C, è possibile prevedere gli interventi di presostegno e consolidamento più idonei a garantire adeguate condizioni di stabilità della galleria in fase di scavo e a lungo termine.

2.2.3 Fase di terapia ed analisi statica

Una volta che sono stati ricavati i parametri meccanici del mezzo, studiata la stabilità del fronte di scavo e suddiviso il tracciato in diversi tratti a comportamento tenso-deformativo omogeneo, con la successiva assegnazione della categoria di comportamento del terreno, in questa fase è possibile definire gli interventi necessari per garantire la stabilità del cavo a breve e lungo termine, in accordo con le indicazioni provenienti dalla fase conoscitiva e dalle analisi condotte per la fase di diagnosi [24]. Quindi per ogni tratto a comportamento tenso-deformativo omogeneo o comunque in funzione delle esigenze che si incontrano lungo il tracciato si devono stabilire le sezioni tipo da impiegare durante la costruzione.

Per prima cosa bisogna definire, per ogni sezione tipo, gli eventuali interventi di pre-contenimento, ovvero sistemi in grado di produrre un consolidamento del terreno, andando così a migliorare le caratteristiche meccaniche del mezzo nei pressi dello scavo.

Esistono diversi metodi che permettono di effettuare queste operazioni come ad esempio:

- *Colonne di jet-grouting*: consistono nell'iniezione in foro di una miscela cementizia ad elevata pressione, con la creazione di colonne di terreno migliorato;
- *Ombrello di infilaggi*: che consistono nell'inserimento all'interno del terreno di elementi metallici o in vetroresina.

Successivamente, nella fase di terapia, bisogna anche definire gli interventi di contenimento, sia di prima che di seconda fase, che possono essere di vario tipo, ovvero:

- *Rivestimenti in calcestruzzo proiettato*: in cui il supporto è costituito da calcestruzzo e tralicci;
- *Rivestimenti con centine in acciaio e calcestruzzo proiettato*: in questo caso il rivestimento di supporto è realizzato grazie alla combinazione di nervature in acciaio e calcestruzzo proiettato
- *Bulloni e chiodature*: generalmente costituiti da barre di acciaio ancorate nella roccia

Per alcuni tipi di interventi di pre-contenimento e di contenimento, vedremo nei paragrafi successivi come vengono schematizzati all'interno della modellazione numerica, in modo da tener conto del loro apporto dal punto di vista strutturale.

Questa fase si conclude con la definizione delle diverse fasi costruttive e della distanza dal fronte dell'installazione degli interventi di stabilizzazione. A questo punto è possibile effettuare l'analisi statica, con metodi analitici ma soprattutto numerici, per determinare il valore delle tensioni indotte nel terreno dallo scavo dell'opera e delle rispettive sollecitazioni che nascono sui rivestimenti.

2.3 Modellazione numerica

Prima di andare a vedere quali sono le particolarità che caratterizzano un'analisi dinamica più accurata rispetto a quella semplificata, è importante evidenziare i principali passaggi della modellazione numerica di una galleria. Questo infatti ci permetterà di costruire un modello (Figura 2.3.1), che inizialmente sarà utilizzato per risalire ai valori delle sollecitazioni e degli spostamenti dovuti al solo effetto dello scavo e che successivamente, attraverso dei miglioramenti che saranno frutto di considerazioni generate dalla presenza del carico dinamico, porterà alla valutazione degli effetti di tale tipo di evento sull'opera oggetto di studio.

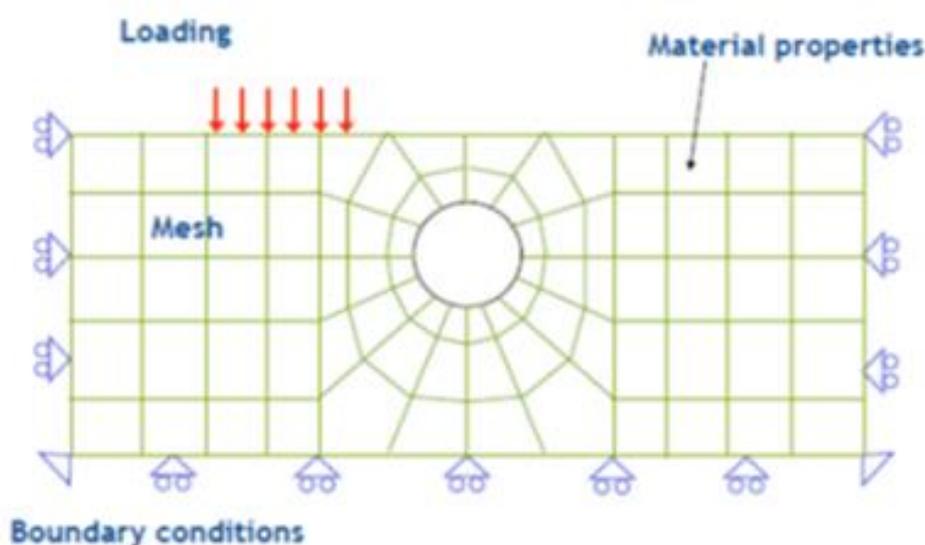


Figura 2.3.1: Schematizzazione di un modello numerico

Per far ciò bisogna quindi partire dalla costruzione di un modello, che riesca a simulare al meglio gli elementi strutturali e non, presenti all'interno del sistema opera-struttura ma che allo stesso tempo permetta anche di schematizzare le diverse fasi costruttive e la presenza dei diversi tipi di carichi che portano alla nascita delle sollecitazioni su cui poi effettuare le verifiche. In particolare, è utile fornire una breve descrizione delle fasi di modellazione riguardanti l'analisi statica di una galleria, per poi soffermarci più dettagliatamente sui diversi passaggi da effettuare per quanto concerne invece l'analisi dinamica. L'obiettivo finale infatti, sarà quello di fornire delle indicazioni che permettano di ottenere delle soluzioni più precise sulle problematiche dinamiche di una galleria, rispetto alle formulazioni analitiche o dinamiche semplificate.

La costruzione del modello, sarà effettuata attraverso il software Midas GTS NX, ovvero un programma agli elementi finiti, per analisi bidimensionali e tridimensionali. Risulta quindi utile, analizzare brevemente, i criteri utilizzati per la realizzazione del modello, soffermandoci su quelli che sono i fattori più importanti, quali:

- Dimensioni del modello e condizioni al contorno;
- Legami costitutivi e generazione della mesh;
- Interventi strutturali e fasi costruttive.

2.3.1 Dimensioni del modello e condizioni al contorno

Il primo step per la costruzione di un modello numerico, che porti a delle soluzioni quanto più realistiche possibili, consiste nella scelta e nella definizione della geometria del problema. Nel caso della modellazione di scavi in sotterraneo infatti, bisogna passare da un dominio infinito, costituito dal mezzo all'interno della quale si è effettuato lo scavo ad un dominio finito, corrispondente a quello da considerare nel modello. In particolare, bisogna quindi effettuare delle scelte sulla lunghezza delle dimensioni del modello, che nel caso, più generale, della modellazione tridimensionale sono rappresentate dalla base (B), dall'altezza (H) e dalla profondità (L), come mostrato in Figura 2.3.2.

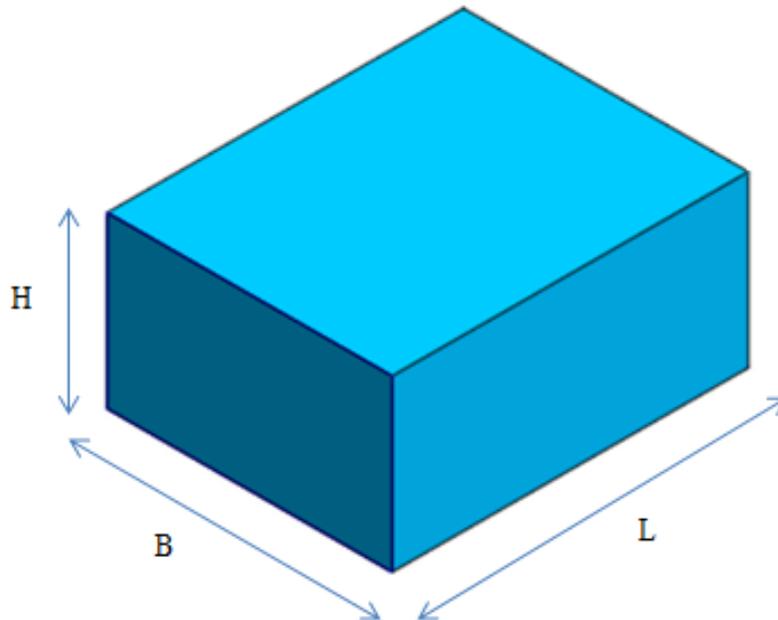


Figura 2.3.2: Dimensioni del modello numerico

Queste grandezze devono essere tali da far in modo che le soluzioni che si ricavano, non siano influenzati dagli effetti di bordo e dalle condizioni al contorno. Esse spesso sono correlate alla dimensione principale del problema, che nel caso di una galleria è il diametro dello scavo, oppure sono vincolate dalla natura stesso del mezzo, infatti ad esempio la presenza di uno strato molto rigido rappresenta di per se il limite inferiore del modello.

Ovviamente tali scelte ,variano a seconda della tipologia del problema e per stabilire se le condizioni al contorno sono state scelte correttamente, è possibile considerare come parametro di controllo sia le deformazioni sia le tensioni. Diversi autori hanno infatti fornito dei criteri su cui basarsi per ottimizzare il modello numerico. Bliehm (2001), per esempio, ha stabilito che le deformazioni misurate nella direzione perpendicolare al confine del modello non devono essere superiori allo 0.005% dopo la costruzione del tunnel [27], mentre Möller (2006) ha invece stabilito che la rotazione massima dello stato tensionale in corrispondenza del parte inferiore del modello non deve essere superiore a 2.5°. Lo stesso autore, a proposito dei modelli numerici per l'analisi di tunnel superficiali, ha stabilito che gli spostamenti verticali ai confini del modello sono accettabili se essi sono inferiori o al più uguali all'1% del massimo spostamento verticale misurato [28].

In generale, per far sì che i risultati dell'analisi numerica siano il quanto più realistici, il modello numerico deve avere delle dimensioni sufficientemente grandi, ma allo stesso tempo deve garantire dei tempi di analisi e computazionali accettabili.

Stabilite le dimensioni, per definire del tutto le condizioni al contorno del problema, bisogna scegliere quali vincoli applicare al modello, in modo da avere una rappresentazione realistica del fenomeno (Figura 2.3.3)

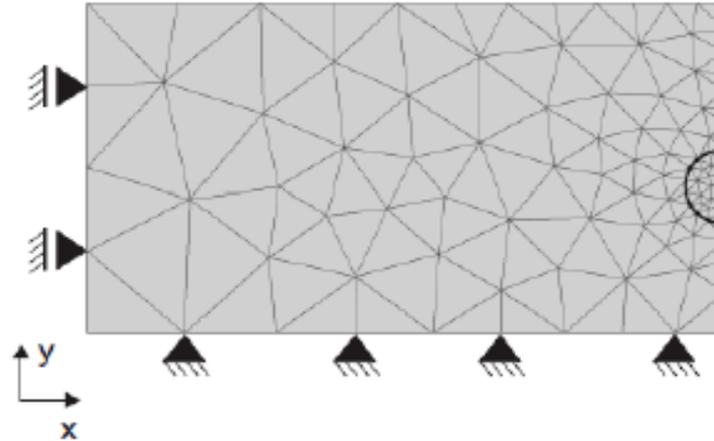


Figura 2.3.3: Condizioni al contorno di un modello numerico

In definitiva bisogna capire come ogni lato del modello si comporta cinematicamente e dal punto di vista degli sforzi, in funzione del fatto che si è passati da un mezzo infinito ad un modello finito. In particolare:

- Per i confini verticali del modello, in corrispondenza dei nodi degli elementi finiti sono stati considerati dei carrelli. Questi permettono gli spostamenti verticali ma non gli spostamenti orizzontali e lungo l'asse della galleria nel caso di analisi 3D. Dal punto di vista tensionale, si osserva che in corrispondenza di tali elementi non si sviluppano tensioni tangenziali.
- Per quanto riguarda il confine inferiore del modello, in corrispondenza dei nodi sono stati applicati delle cerniere che impediscono sia gli spostamenti orizzontali che gli spostamenti verticali. Anche per il bordo inferiore, nel caso di modellazione tridimensionale, si fa in modo che non avvengano gli spostamenti in direzione dell'asse dello scavo. Questa tipologia di vincolo implica sia la nascita di tensioni normali che tangenziali. Come già detto, in genere questo confine deve essere posto in corrispondenza di un substrato roccioso o comunque sufficientemente lontano dal tunnel per evitare disturbi.
- Infine, per quanto riguarda il confine superiore del modello, la situazione varia a seconda che si tratti di scavi superficiali o profondi. Nel primo caso infatti si modella direttamente a partire dal piano campagna, considerando quindi la situazione reale e senza inserire vincoli. Nel secondo caso invece si può optare per la stessa scelta, ma per alleggerire l'onere computazionale, si può semplificare il tutto considerando uno stato tensionale costante ed inserendo gli stessi vincoli del confine inferiore.

2.3.2 Legami costitutivi e generazione della mesh

Definiti quelli che sono i parametri geometrici, il passo successivo consiste nel definire le proprietà meccaniche dei materiali delle diverse componenti del modello, come ad esempio il terreno o le parti strutturali. In particolare, è importante definire per ognuno di essi il legame costitutivo a cui si farà riferimento, ovvero il legame tra gli sforzi e le deformazioni. Nelle analisi che andremo ad eseguire si farà principalmente riferimento a due modelli costitutivi, ovvero:

- Il *modello lineare elastico*: esso, nel caso di un corpo isotropo ed omogeneo, richiede la definizione di due costanti elastiche, il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson. In realtà vi è la presenza di una terza costante, ovvero il modulo di taglio G , che però è legata attraverso a delle formulazioni alle altre due. In base a questo modello le deformazioni sono reversibili ed è possibile utilizzare tale modello per modellare il comportamento meccanico dei sistemi di intervento o comunque per simulare elementi rigidi, ma non viene utilizzato per modellare il comportamento meccanico del mezzo.
- Il *modello lineare elastico perfettamente-plastico*: esso, prevede l'utilizzo di cinque parametri, aggiungendo ai due già citati, la coesione, l'angolo di attrito e l'angolo di dilatanza. In questo caso si avranno delle deformazioni reversibili ed delle deformazioni permanenti. Questo modello è utilizzato in particolare per rappresentare in maniera semplificata il comportamento del terreno. Attraverso questi parametri infatti, si andrà allora a definire il criterio di rottura, che permette di capire quale è la tensione critica che determina il passaggio dal ramo elastico al ramo plastico, portando quindi il mezzo a plasticizzarsi. In particolare il criterio di rottura varia a seconda che si sia in condizione drenate, dove si utilizza il criterio di Mohr-coulomb, o non drenate dove invece generalmente si considera il criterio di Tresca.

Fatto ciò, si deve quindi discretizzare l'intero dominio in regioni più piccole, attraverso gli elementi finiti, andando quindi a generare la cosiddetta mesh. Essa può essere più o meno fitta a seconda delle esigenze, ovviamente più è fitta maggiore è il grado di accuratezza del risultato ma di contro aumenta l'onere computazionale e viceversa. La soluzione migliore è quindi quella di andare ad inserire una mesh più fitta nella zona in cui ci si aspettano le maggiori variazioni tensionali (vicino lo scavo nel caso di una galleria) e meno fitta man mano che ci si allontana (Figura 2.3.4):

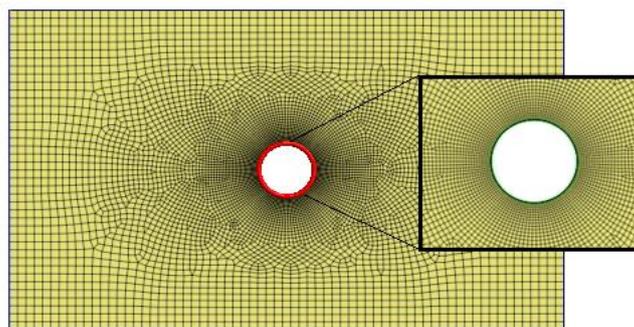


Figura 2.3.4: Discretizzazione del dominio attraverso la mesh

2.3.3 Interventi strutturali e fasi costruttive

Come descritto nei paragrafi precedenti, l'iter da seguire per la progettazione delle gallerie, prevede l'installazione di alcune tipologie di interventi, con lo scopo di prevenire fenomeni di instabilità. Prima di procedere all'analisi vera e propria allora, bisogna definire le modalità con le quali è possibile schematizzare sia gli interventi di pre contenimento ma anche i rivestimenti provvisori e definitivi, concentrandoci soprattutto su quelli utilizzati durante la modellazione della sezione tipo del nostro caso studio.

1) *Interventi di pre-contenimento*

In questo caso, il consolidamento del terreno, per migliorare le caratteristiche meccaniche del mezzo nei pressi dello scavo è stato effettuato attraverso degli elementi in vetroresina. Al fine di valutare quindi, il contributo di resistenza alla stabilità del fronte offerto da tali elementi, è stato calcolato un modulo elastico, considerando una sezione equivalente ed una coesione equivalente mediante le formulazioni proposte da Bischoff e Smart (1975) [29], secondo la (5):

$$c_g = c + \Delta\sigma_3 \cdot \tan \phi \quad (5)$$

Dove c e ϕ sono rispettivamente la coesione e l'angolo di attrito del mezzo considerato, mentre $\Delta\sigma_3$ è l'incremento della pressione di confinamento, che è funzione del numero di elementi resistenti (n), della loro capacità (F) e dell'area della sezione di scavo (A), secondo la seguente formulazione:

$$\Delta\sigma_3 = \frac{n \cdot F}{A} \quad (6)$$

In particolare, F è la forza resistente di ciascun elemento di vetroresina, il cui valore corrisponde al minimo della resistenza ottenibile per le due seguenti situazioni:

- *Rottura a trazione della barra:*

$$F_1 = f_{yk} \cdot A_{VTR} \quad (7)$$

dove f_{yd} e A_{VTR} sono rispettivamente la tensione di snervamento e l'area della sezione dell'elemento in vetroresina.

- *Rottura per sfilamento:*

$$F_2 = \tau \cdot \pi \cdot \alpha \cdot D_d \cdot L_s \quad (8)$$

Essa è valutata secondo l'approccio di Bustamante e Doix [30], in cui τ è la resistenza al taglio che si sviluppa lungo la superficie di contatto tra la malta iniettata ed il terreno, il termine α è un coefficiente legato al tipo di terreno e alla modalità di iniezione della malta, D_d è il diametro del foro, assunto pari a circa 3-4 volte il diametro del tubo ed L_s , è la lunghezza minima della barra.

2) Rivestimento di prima fase

Gli interventi di prima fase hanno la funzione di stabilizzare completamente e in breve tempo i fenomeni deformativi legati alle tensioni presenti al contorno dello scavo. A tal fine, è pratica comune utilizzare un rivestimento composito avente come matrice il calcestruzzo e come rinforzo le centine (Figura 2.3.5)

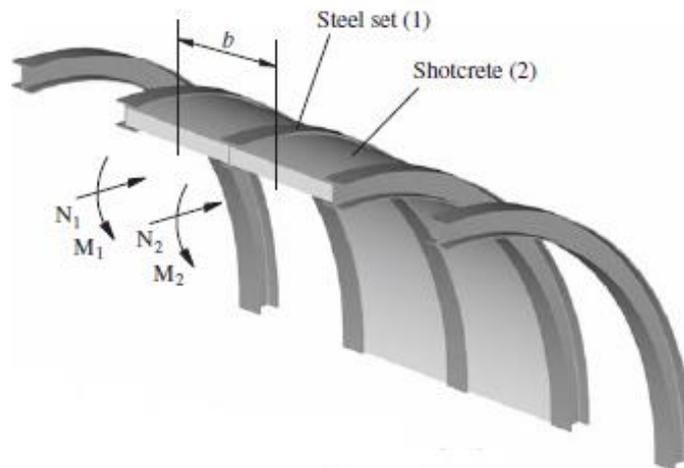


Figura 2.3.5: Rivestimento provvisorio con calcestruzzo e centine [31]

Per schematizzare questo tipo di intervento, è possibile fare riferimento all'approccio della sezione equivalente proposta da Carranza-Torres (2009). Il supporto è infatti composto da due elementi: la centina (unità 1) e il calcestruzzo (unità 2) e questa sezione di supporto composito di larghezza b , comprendente n unità di materiale 1 ed n unità di materiale 2 [31]. La sezione può essere considerata come una sezione equivalente, con caratteristiche meccaniche e geometriche equivalenti (Figura 2.3.6).

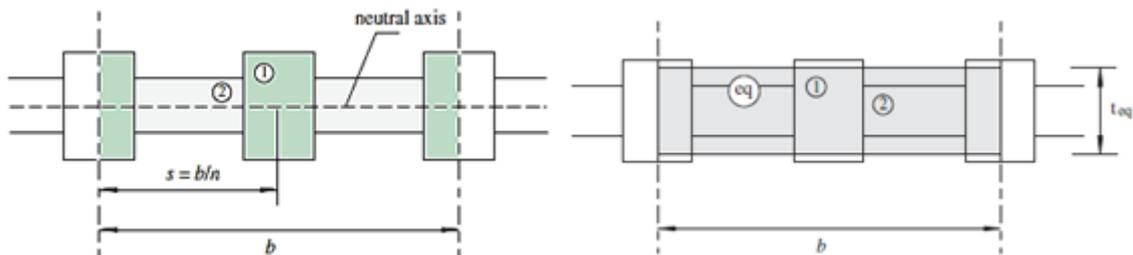


Figura 2.3.6: Sezione equivalente [31]

È possibile quindi ricavare le caratteristiche geometriche e meccaniche attraverso le seguenti relazioni:

$$t_{eq} = \sqrt{12 \frac{K_1 + K_2}{D_1 + D_2}} \quad E_{eq} = \frac{n(D_1 + D_2)}{bt_{eq}} \quad (9)$$

dove D e K rappresentano rispettivamente il coefficiente di compressibilità e di flessibilità delle 2 unità. In tal modo è possibile modellare il supporto come un unico materiale che però ha un comportamento meccanico equivalente al materiale composito.

È importante sottolineare che il calcestruzzo non raggiunge immediatamente le sue massime caratteristiche meccaniche, poiché prima si devono esaurire le fasi di presa e indurimento e come questo aspetto possa essere preso in considerazione nella modellazione.

3) Rivestimento definitivo

Il rivestimento definitivo ha invece il compito di garantire la stabilità a lungo termine del cavo, assorbendo gli eventuali fenomeni di spinta differiti (rigonfiamento, fluage) che possono manifestarsi. Poiché il rivestimento del tunnel è soggetto a sollecitazioni di pressoflessione e di taglio, esso dovrà avere una certa rigidezza flessionale EI ed una rigidezza assiale EA . Quindi i parametri geometrici richiesti sono l'area trasversale A e il momento d'inerzia I (10), entrambi valutati per unità di lunghezza (Figura 2.3.7).

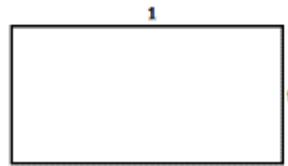


Figura 2.3.7: Sezione del rivestimento definitivo

$$A = t \cdot 1 \quad I = 1 \cdot \frac{t^3}{12} \quad (11)$$

A questo punto, è quindi possibile andare a modellare i diversi elementi ed inserirli all'interno del software numerico. In particolare, per quanto riguarda i rivestimenti provvisori e definitivi, si utilizzano degli elementi “beam” o “shell” a seconda che si tratti di una modellazione bidimensionale o tridimensionale (Figura 2.3.8). Ovviamente bisogna assegnare delle proprietà al materiale e per fare ciò si farà riferimento alle formulazioni viste prima.

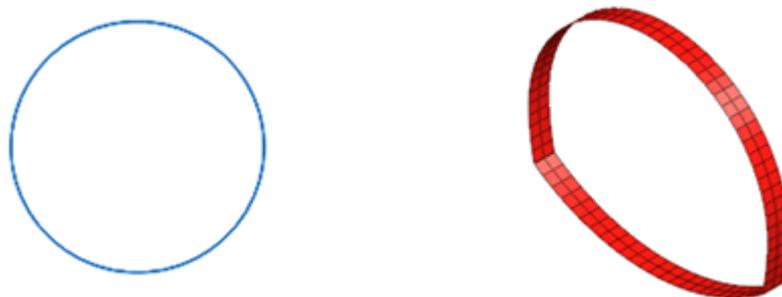


Figura 2.3.8: Elemento beam e shell

Fatto ciò, basta solamente riprodurre le fasi costruttive. In pratica, esse sono uguali e si ripetono iterativamente: inizialmente viene rimossa una “fetta” di terreno posta all'interno del tunnel, in modo da simulare la zona di scavo. In una fase successiva, viene rimosso un ulteriore elemento di terreno mentre nella zona scavata al punto precedente viene attivato l'elemento che rappresenta il supporto. Tale procedura è ripetuta fino a raggiungere le volute condizioni di stazionarietà.

2.4 Validazione del modello numerico

Dopo aver descritto in maniera sintetica le fasi progettuali e le varie metodologie utilizzate durante la modellazione numerica, è opportuno validare i risultati ottenuti dall'analisi statica. Al fine di far ciò, verrà prima illustrata la sezione oggetto di studio, sia dal punto di vista geometrico ma anche per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali. Successivamente verrà quindi creato un modello 3D attraverso il software agli elementi finiti Midas GTS NX e i risultati ottenuti saranno confrontati con quelli di una modellazione 2D, svolta attraverso un altro programma di calcolo (RS2) che lavora anch'esso con il metodo agli elementi finiti.

2.4.1 Caso studio

Il caso studio che andremo ad analizzare, riguarda lo studio di una galleria naturale a doppio binario, lunga oltre 4Km presente nel comune di Maddaloni, in provincia di Caserta. L'opera verrà scavata con il metodo tradizionale e presenta le zone di massima copertura (circa 306 metri) nella tratta centrale, mentre agli imbocchi si registrano le coperture minime (Figura 2.4.1).

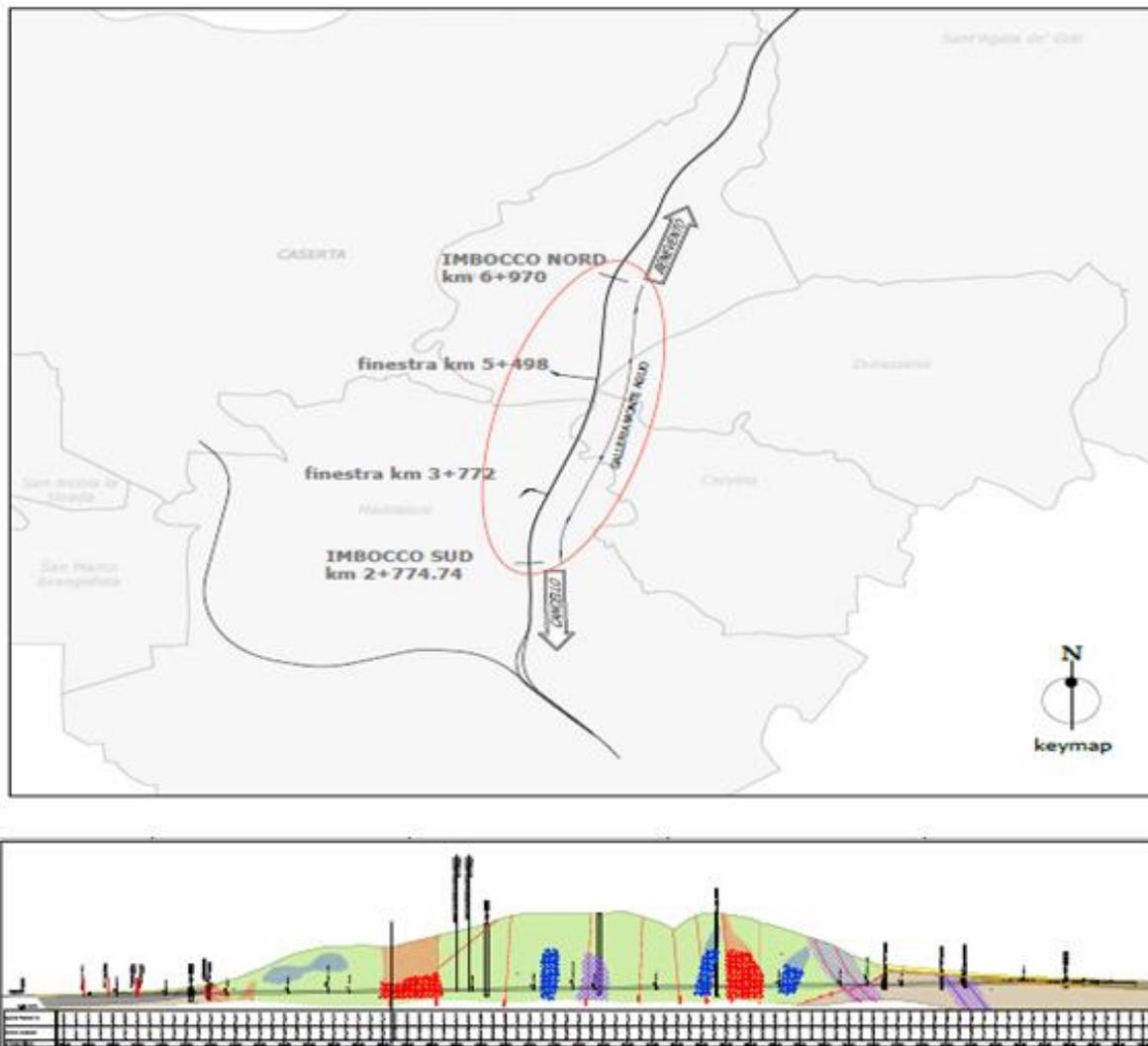


Figura 2.4.1: Galleria naturale a doppio binario

Al fine di individuare e caratterizzare le diverse unità geologiche che interessano la zona, sono state effettuate diverse campagne di indagine, che comprendono sia sondaggi, ma anche l'estrazione di campioni che sono stati poi oggetto di prove di laboratorio. Tra le varie sezioni tipo della galleria che sono state definite, quella che sarà oggetto di studio si trova in un tratto dove sono principalmente presenti delle argille scagliose varicolori (ALV), di seguito descritte:

- **ALV:** si tratta di depositi marini di bacino profondo sottoalimentato con locali torbiditi carbonatiche, costituiti da una singola litofacies a dominante argilloso-marnosa. Poggiano in contatto stratigrafico concordante su unità non affioranti nell'area e sono ricoperte tettonicamente dai Calcari con requenie e gasteropodi e dai Calcari a rudiste eorbitoline. La formazione presenta uno spessore massimo di circa 300 m ed è ascrivibile all'Oligocene superiore–Miocene inferiore. Dal punto di vista litologico, tale sequenza risulta costituita prevalentemente da argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, azzurro, rosso-violaceo e grigio-verdastro, caotiche o a struttura scagliosa, con sottili intercalazioni sabbioso-limose, diffusi passaggi marnosi e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a subarrotondate; a luoghi si rinvencono livelli di calcari micritici chiari, calcari dolomitici grigio-violacei, calcari marnosi siliciferi e arenarie arcoseo-litiche grigie in strati da sottili a spessi; nella parte alta della successione sono presenti intercalazioni di calcari cristallini biancastri, da massivi a ben stratificati, e passaggi di calcareniti bioclastiche, brecciole calcaree e conglomerati poligenici a matrice marnosa di colore verdastro.

Per la definizione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità di queste formazioni si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio, alle prove geotecniche in foro, tra le quali le penetrometriche di tipo SPT, le prove pressiometriche e le prove dilatometriche. I risultati sono riportati in *Tabella 2.4.1*:

Tabella 2.4.1: Parametri meccanici del terreno

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν [-]	ϕ [°]	c [kPa]	C _u [kPa]	k ₀ [-]
ALV	20	97.5	0.35	18	40	475	0.8

A partire quindi dai valori ottenuti nella fase di indagine, è stato possibile nelle fasi successive di diagnosi e terapia, valutare la stabilità del fronte scavo e definire, laddove richiesto, gli eventuali interventi da eseguire per il consolidamento.

La sezione oggetto di analisi sarà una sezione cilindrica che prevede interventi di preconsolidamento del fronte e del contorno dello scavo, con campi di scavo di 10 metri.

Di seguito, sono riportati gli elementi tipici che la caratterizzano:

- Preconsolidamento del fronte realizzato mediante 43 elementi strutturali in VTR, cementati in foro con miscele cementizie, di lunghezza totale 20 metri e sovrapposizione minima 10 metri;
- Preconsolidamento al contorno realizzato mediante 51 elementi strutturali in VTR, cementati in foro con miscele espansive, di lunghezza totale 16 metri e sovrapposizione minima 6 metri;
- Scavo a piena sezione per singoli sfondi di 1 metro secondo campi di scavo cilindrici di lunghezza pari a 10 metri.
- Sostegno di prima fase costituito da 30 cm di calcestruzzo proiettato armato con rete elettrosaldata $\phi 6$ maglia 15x15cm e centine “automatiche” costituite da profili metallici IPN240 a passo 1 metro.
- Rivestimento definitivo di spessore 100 cm in arco rovescio con l’aggiunta di una fascia di calcestruzzo non armato di spessore massimo 82cm (al centro dell’ arco rovescio) e spessore della calotta di 90cm. L’arco rovescio dovrà essere gettato ad una distanza massima dal fronte di 1 diametro equivalente mentre il getto della calotta dovrà essere realizzato ad una distanza massima di 3 diametri. Il rivestimento definitivo è armato sia in arco rovescio che in calotta.

Per quanto riguarda gli interventi di consolidazione sono stati considerati i parametri riportati in *Tabella 2.4.2*:

Tabella 2.4.2: Parametri per il calcolo dell’effetto della consolidazione

Consolidamento	n [-]	A_{VTR} [m²]	f_{yk} [MPa]	τ [kPa]	α [-]	D_d [m]	L_s [m]	A [m²]
Fronte	43	0.0016	450	90	1.2	0.18	10	114.82
Radiale	51	0.0016	450	90	1.2	0.18	6	32.7

ed attraverso le relazioni indicate nel paragrafo 2.3.3 si sono ricavati i valori equivalenti di modulo elastico e coesione, come riportato in *Tabella 2.4.3*:

Tabella 2.4.3: Modulo elastico e coesione equivalenti

Consolidamento	E [MPa]	C_u [kPa]
Fronte	199	549
Radiale	532	493

Sulla base di tutte queste informazioni è stato allora possibile definire la sezione di studio, sia dal punto di vista geometrico ma anche per quanto riguarda i valori dei parametri relativi alle parti strutturali che serviranno per la modellazione.

Nella Figura 2.4.2 vengono riportati rispettivamente la sezione tipo che sarà oggetto di analisi, il sostegno di prima fase e il getto dell’arco rovescio

2.4.2 Analisi statica e confronto dei risultati

Attraverso le informazioni fornite nei paragrafi precedenti, si procede alla modellazione numerica della galleria. Con l'utilizzo del software GTS NX è stato quindi creato un modello numerico tridimensionale, le cui dimensioni rispettano le indicazioni fornite, per far sì che le soluzioni non risentano dell'effetto di bordo (Figura 2.4.3):

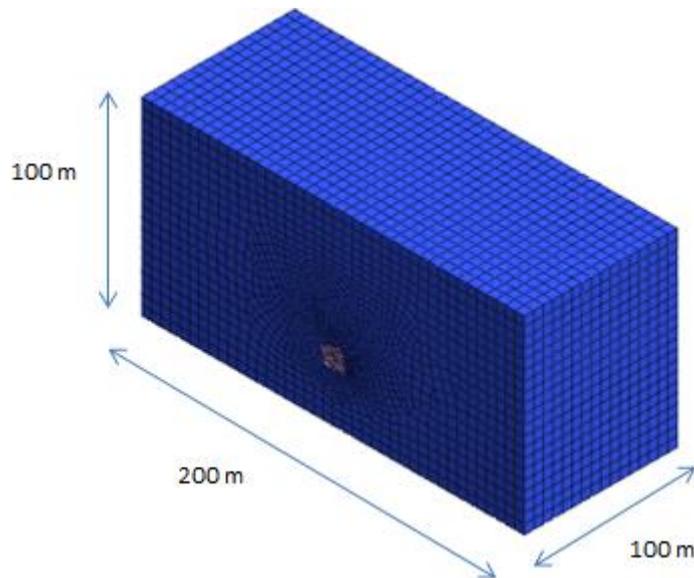


Figura 2.4.3: Modello numerico della galleria oggetto di studio

In particolare per la larghezza e la profondità del modello, si è scelta una dimensione pari a 10 volte il diametro equivalente della galleria che è di circa 10 metri. Per quanto riguarda l'altezza invece, ci si è limitati a seguire le condizioni naturali del terreno, considerando quindi il piano campagna come confine superiore e la presenza di uno strato rigido come confine inferiore.

Successivamente sono state inserite le proprietà ed il criterio di rottura dei materiali ed è stato possibile effettuare la discretizzazione del modello e la modellazione degli elementi strutturali di contenimento. Infine dopo aver stabilito le condizioni di vincolo e di carico, sono state inserite gli stage di analisi che seguono le diverse fasi di scavo, quali: scavo di una porzione, attivazione del rivestimento di prima fase e attivazione del rivestimento definitivo.

Fatto ciò è stato finalmente possibile effettuare l'analisi statica del modello tridimensionale in modo tale da ricavare sia gli spostamenti alla quale la galleria è sottoposta, ma anche le sollecitazioni sui rivestimenti.

Al fine di validare i risultati ottenuti dalla modellazione 3D, vista l'assenza di formulazioni analitiche per la valutazione delle tensioni e degli spostamenti per effetto dello scavo di una galleria di forma non circolare, è stato scelto di confrontare tali risultati, con quelli ottenuti all'interno dell'azienda, attraverso una modellazione 2D effettuata con il software RS2. In particolare sono stati confrontati le tensioni e gli spostamenti indotti dallo scavo, ma anche le sollecitazioni che si hanno nella calotta, considerando la situazione in cui siamo lontani dal fronte scavo.

Ovviamente per quanto riguarda il modello 3D, si è scelto di considerare i valori riguardanti la sezione di mezzeria (ovvero per L=50 metri) in quanto essa è quella che meno risente degli effetti di bordo.

Per prima cosa sono stati confrontati i risultati riguardanti gli spostamenti totali indotti dallo scavo del terreno, sia sopra la calotta (direzione 1) che ai lati dei piedritti (direzione 2), come indicato in Figura 2.4.4:

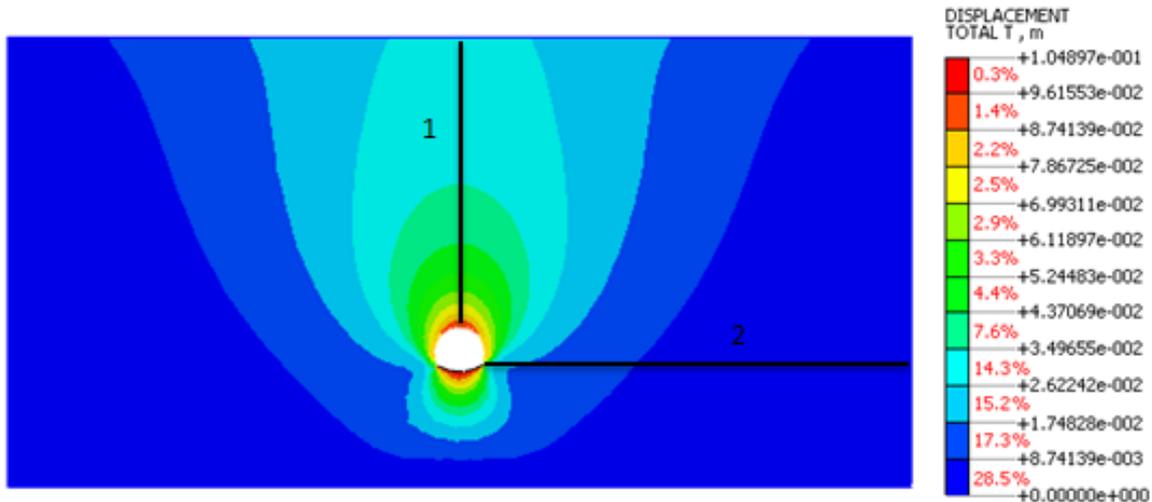


Figura 2.4.4; Spostamenti totali indotti dallo scavo

Per rendere maggiormente comprensibile il confronto dei risultati, si è preferito riportare il tutto in un grafico. In particolare, in Figura 2.4.5 possiamo notare l'andamento degli spostamenti a partire dalla galleria fino al contorno superiore del modello valutati con i 2 differenti software, mentre in Figura 2.4.6, lo stesso andamento è riportato per la direzione 2:

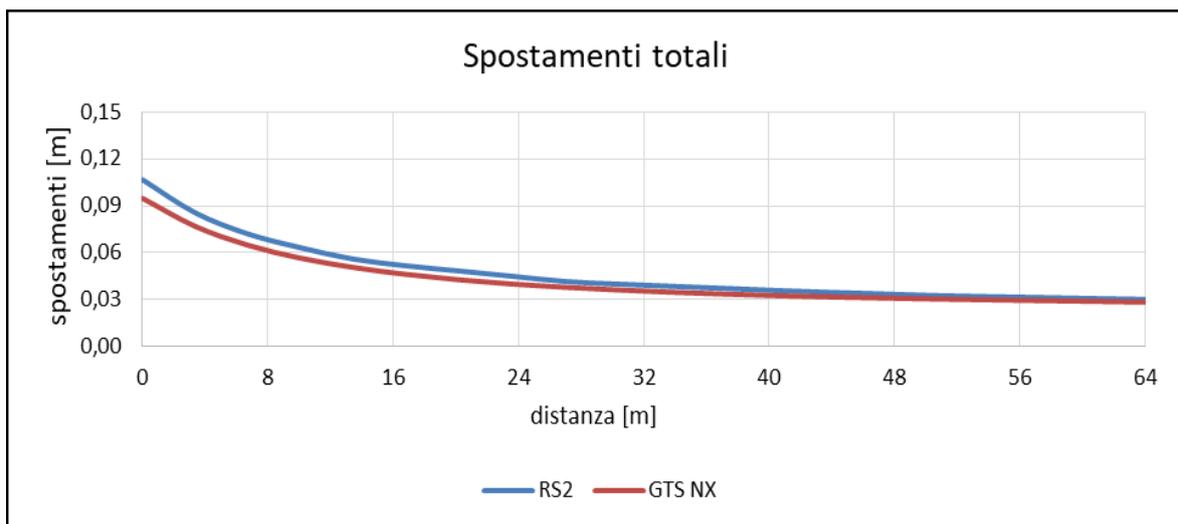


Figura 2.4.5: Spostamenti totali sopra la calotta

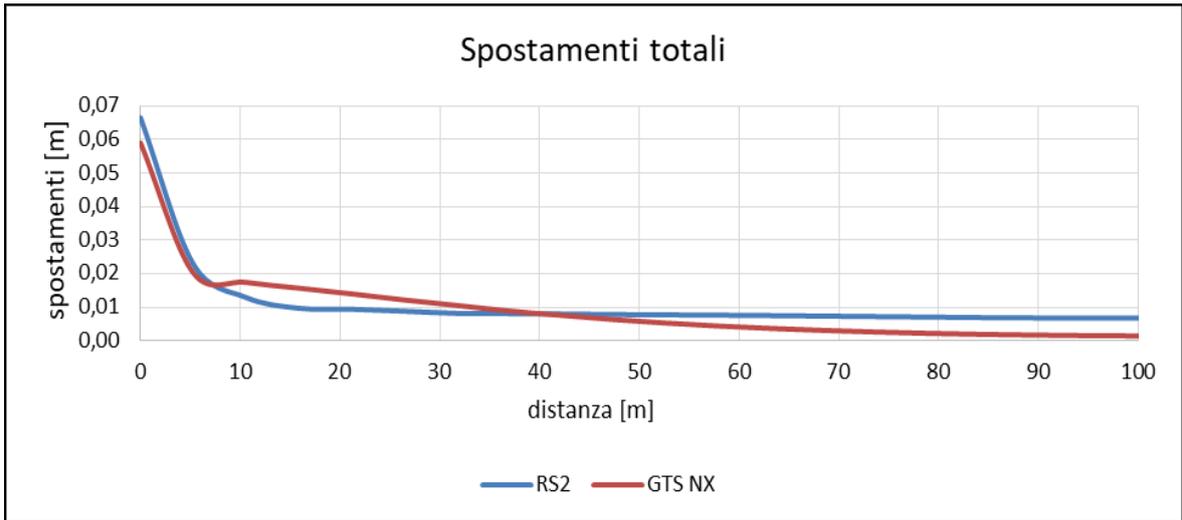


Figura 2.4.6: Spostamenti totali ai lati dei piedritti

Successivamente, sono stati presi in considerazione i valori della tensione principale, valutate nelle medesime direzioni viste prima (Figura 2.4.7), ed anche in questo caso si è preferito diagrammare i risultati ottenuti per facilitare il confronto (Figura 2.4.8 e Figura 2.4.9):

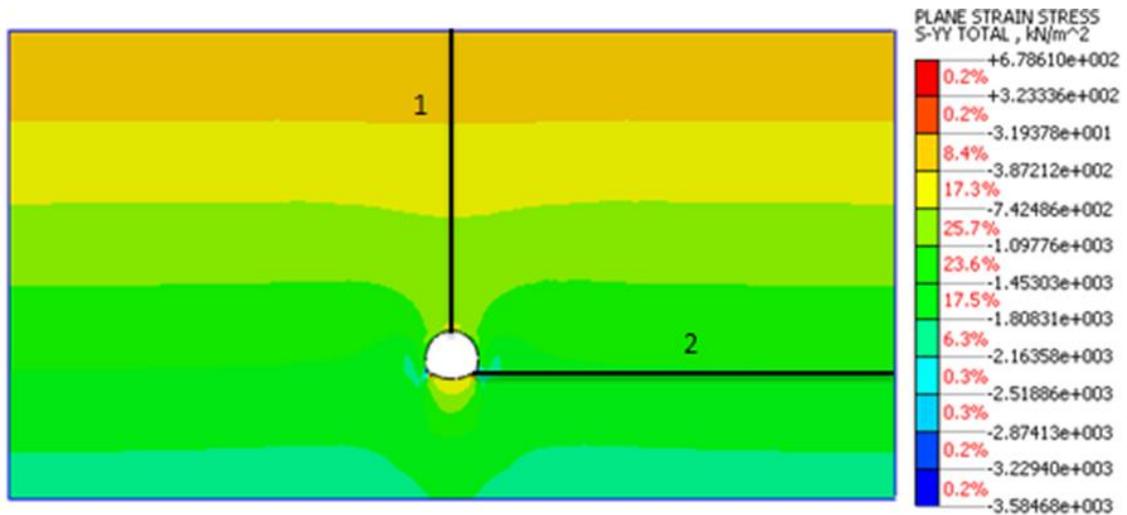


Figura 2.4.7: Stato tensionale del terreno indotto dallo scavo

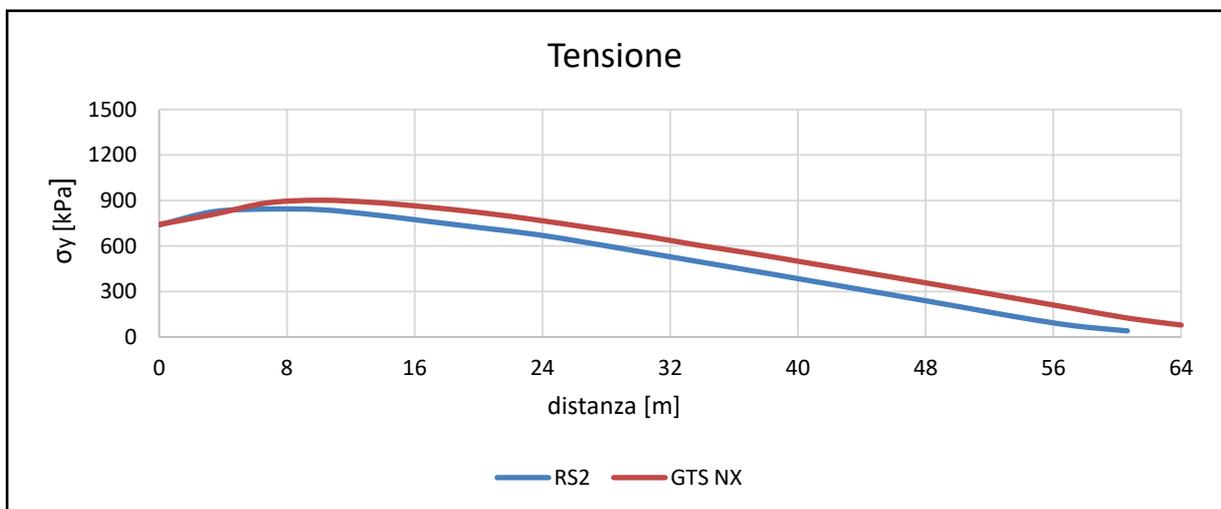


Figura 2.4.8: Stato tensionale sopra la calotta

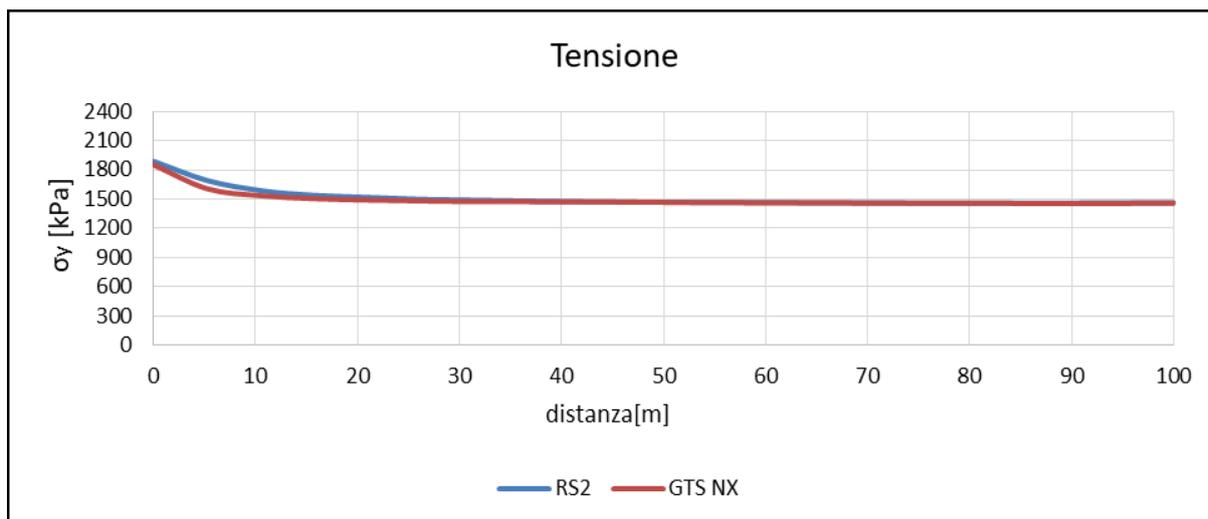


Figura 2.4.9: Stato tensionale ai lati dei piedritti

Infine, si è proceduto ad un confronto riguardante anche le parti strutturali del modello. Per questo motivo, sono stati diagrammati i valori delle sollecitazioni in calotta, in cui il valore dell'angolo ϑ varia, seguendo il riferimento di Figura 2.4.10

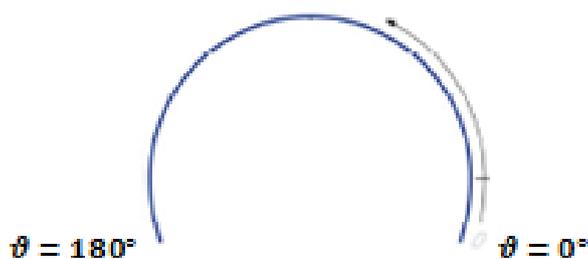


Figura 2.4.10: Sistema di riferimento per la calotta

Nelle Figure 2.4.11, 2.4.12 e 2.4.13 sono riportati i risultati ottenuti con entrambi i software per quanto riguarda, rispettivamente, il momento flettente, lo sforzo normale e lo sforzo di taglio.

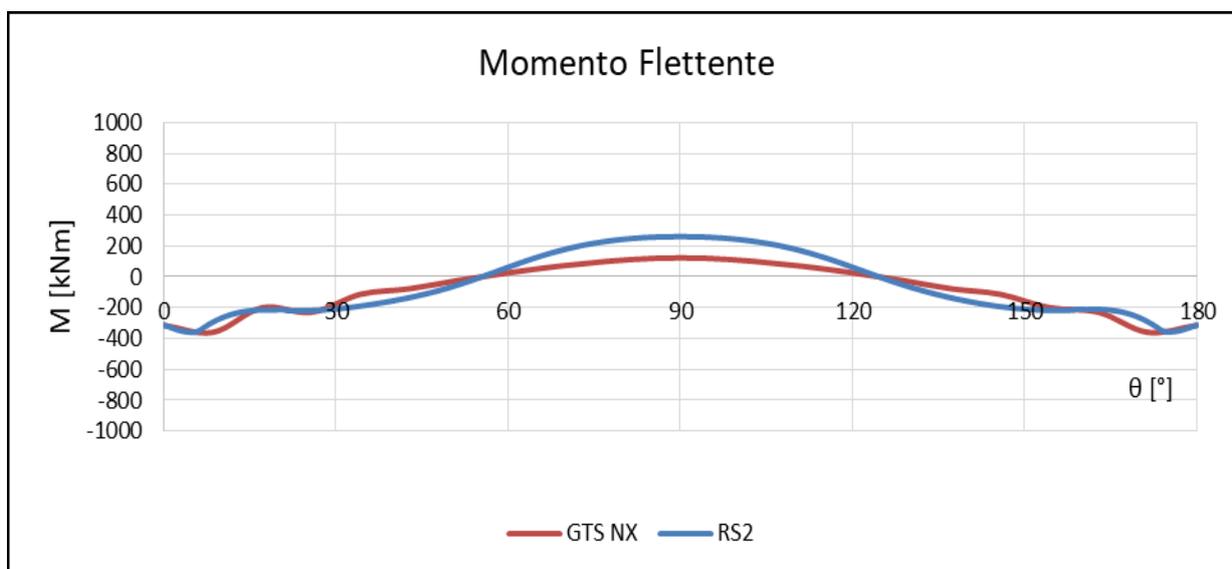


Figura 2.4.11: Momento flettente agente sulla calotta

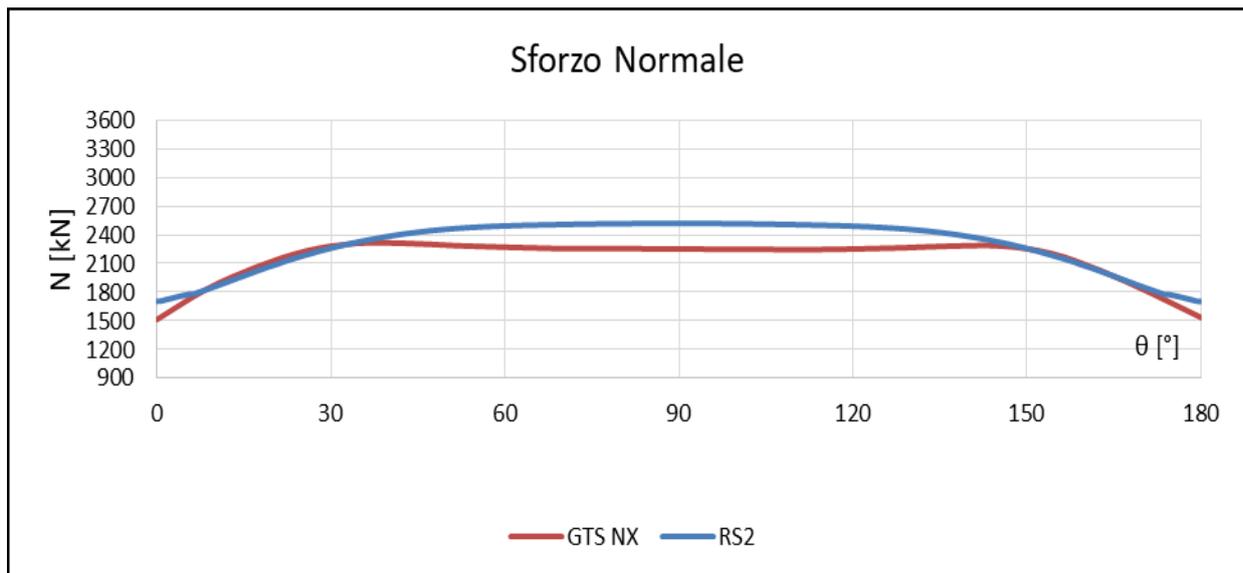


Figura 2.4.12: Sforzo normale agente sulla calotta

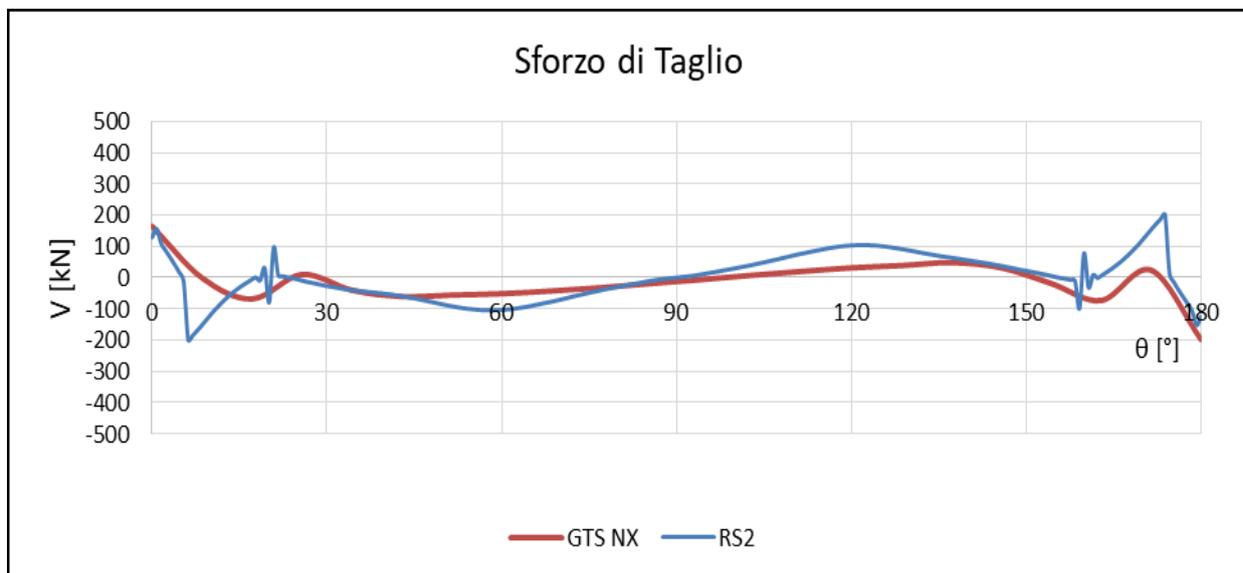


Figura 2.4.13: Sforzo di taglio agente sulla calotta

Come si può vedere dai grafici appena illustrati, entrambi i software e i metodi di modellazione riportano degli andamenti molto simili per tutte le grandezze analizzate. Ovviamente i risultati non sono del tutto coincidenti e questo può dipendere da diversi fattori, quali:

- Influenza del tipo e delle dimensioni della mesh;
- Approssimazione delle fasi di scavo nella modellazione bidimensionale;
- Differenza del tipo di elemento utilizzato nella modellazione delle parti strutturali nel caso di modello 2D o 3D.

3 Analisi tensio-deformativa delle gallerie in condizioni dinamiche

3.1 Generalità

Nei paragrafi precedenti, è stato descritto brevemente l'iter progettuale da seguire nella progettazione di una galleria. Come mostrato in Figura 3.1.1, tale processo si conclude con l'analisi dinamica dell'opera, che consiste nella caratterizzazione sismica del sito in esame e nella valutazione delle sollecitazioni indotte dal terremoto nel rivestimento.

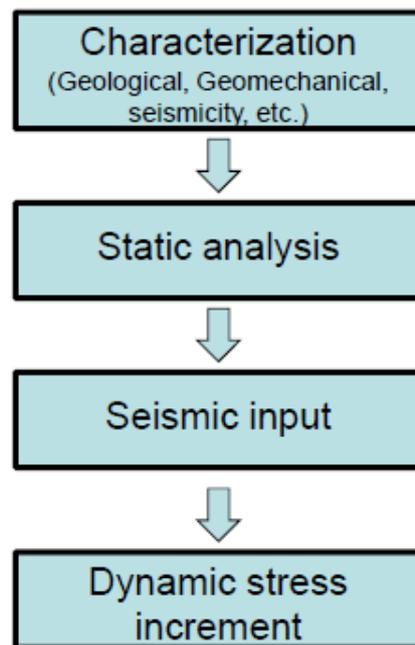


Figura 3.1.1: Iter progettuale per l'analisi di una galleria in condizioni dinamiche [14]

Gli obiettivi prestazionali, richiesti per la progettazione sismica delle opere geotecniche dovrebbero essere, in generale, i seguenti, a seconda delle funzioni previste durante e dopo un terremoto [14]:

- *Facilità di servizio durante e dopo un terremoto:* ovvero far sì che si abbia un minore impatto possibile sul piano sociale e industriale. Questo prevede che le opere geotecniche presentino degli spostamenti residui accettabili, in modo da avere dei danneggiamenti contenuti o facilmente ripristinabili dopo un'interruzione temporanea del servizio;
- *Condizioni di sicurezza durante e dopo un terremoto:* ovvero, cercare di ridurre al minimo la probabilità che ci siano vittime umane e danni materiali e far sì che ci sia un impianto di emergenza post-terremoto, che deve mantenere la piena capacità operativa.

In questo capitolo verranno analizzati i principali metodi con i quali è possibile tenere conto dell'azione sismica durante la progettazione di tali opere. In particolare verranno illustrati e messi a confronto sia i metodi semplificati (analitici) che quelli più complessi (numerici).

3.2 Differenti approcci per l'analisi dinamica

L'aspetto di rilievo nella progettazione delle gallerie in zona sismica è la valutazione degli incrementi di sollecitazione che insorgono nella struttura di rivestimento per effetto di un terremoto. Tali sollecitazioni dipendono da vari fattori, quali: la rigidità relativa terreno-struttura, le condizioni di interfaccia, lo stato tenso-deformativo iniziale del sottosuolo, la tipologia strutturale del rivestimento e la variabilità delle condizioni del sottosuolo lungo il tracciato.

Le cause di danneggiamento delle opere sotterranee per effetto di un terremoto possono essere suddivise in tre categorie [32]:

- Danneggiamento dovuto allo scuotimento;
- Danneggiamento dovuto allo spostamento di faglia;
- Danneggiamento dovuto ad un fenomeno di instabilità che si verifica nel terreno (liquefazione, frane, etc.)

Come già evidenziato in precedenza, la risposta della galleria per effetto dello scuotimento causato da un evento sismico è influenzata da diverse variabili come la forma, la dimensione e la profondità della struttura, le caratteristiche del terreno e/o dell'ammasso roccioso, l'intensità dell'evento sismico.

Il comportamento sismico delle strutture sotterranee è governato dalla deformazione imposta dalla propagazione dell'onda sismica nel terreno e dall'interazione tra quest'ultimo e la struttura. Per questo motivo, la stima degli incrementi di sforzo indotti da un sisma può essere fatta utilizzando due diversi approcci [14]:

1. *Free-field deformation approach*: in questo caso, si trascura la presenza della struttura e come modello di propagazione dell'onda sismica si considera una condizione di campo libero, in cui la nascita di deformazioni nel terreno viene valutata in assenza di strutture o scavi. La sovrastima o sottostima delle deformazioni strutturali sarà funzione della rigidità relativa tra il terreno e l'opera, che sarà progettata in modo da resistere a tali deformazioni.
2. *Soil-structure interaction approach*: nel modello si considera la presenza dell'opera e si tiene conto dell'interazione dinamica mezzo-struttura. In questo caso, la presenza della struttura modifica sensibilmente lo scuotimento del terreno rispetto alle condizioni di campo libero e ciò porta ad una diversa risposta strutturale del rivestimento. Questo è dovuto ad un effetto combinato di interazione cinematica o di diffusione dell'onda e di interazione inerziale. La prima, che è di primaria importanza, è causata dalla rigidità della struttura, mentre la seconda dalla sua massa.

Le onde sismiche producono una deformazione del rivestimento sia in direzione longitudinale che trasversale. In direzione longitudinale gli effetti del sisma si possono scomporre in azioni di compressione-trazione lungo l'asse del tunnel e in azioni di taglio-flessione trasversali al suo asse. In direzione trasversale il tunnel si ovalizza per effetto delle deformazioni di taglio del terreno e dei conseguenti momenti flettenti. Le sollecitazioni dovute alla propagazione delle onde nella direzione longitudinale inducono fessure radiali, poco pericolose e meno critiche delle fessure longitudinali causate dalla propagazione delle onde nella direzione trasversale.

Il campo di deformazioni a cui è soggetto un terreno in presenza di un sisma è complesso, ma ai fini ingegneristici, per opere in sotterraneo soggette a scuotimento sismico, è sufficiente considerare tre modi di deformazione [17]:

1) **Compressione/estensione** (Figura 3.2.1)

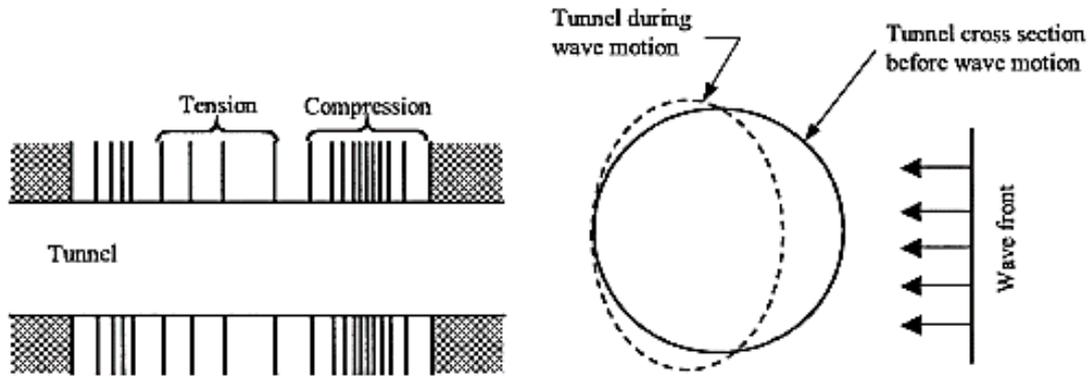


Figura 3.2.1: Compressione-estensione [17]

2) **Flessione longitudinale** (Figura 3.2.2)

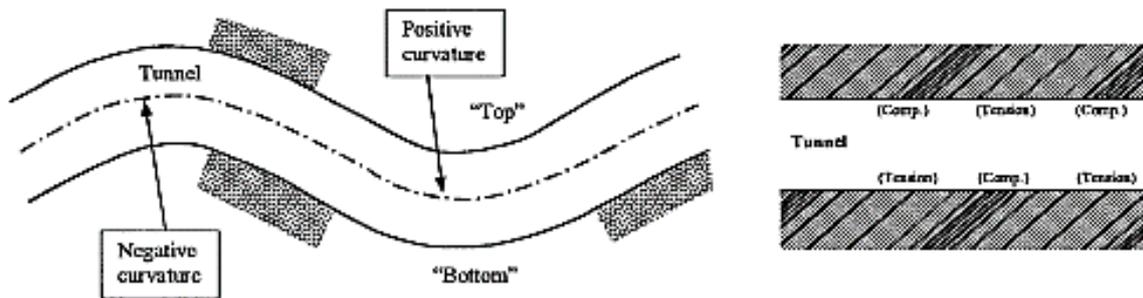


Figura 3.2.2: Flessione longitudinale [17]

3) **Ovalizzazione della sezione trasversale** (Figura 3.2.3)

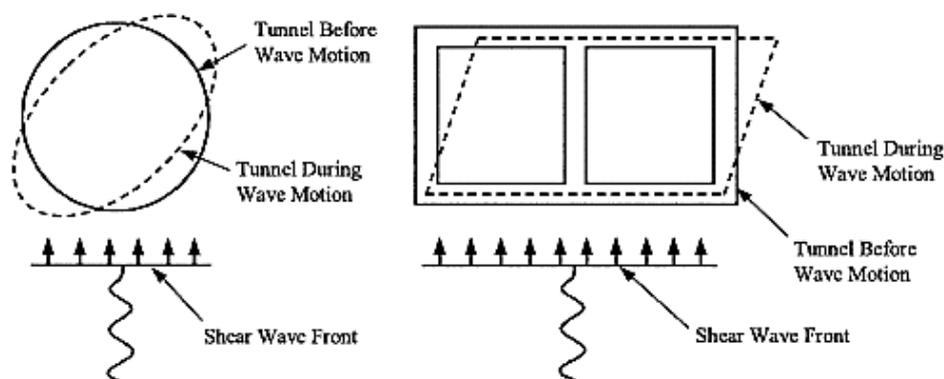


Figura 3.2.3: Ovaling nel caso di tunnel circolare, Racking del caso di tunnel scatolare [17]

Esistono inoltre diversi metodi di analisi che è possibile utilizzare, che a seconda del grado di raffinatezza dei risultati che generano, possono essere raggruppati in tre categorie [3]:

- **Metodi pseudo-statici:** in cui il segnale in ingresso è ridotto a una forza d'inerzia equivalente o a un valore massimo di deformazione, calcolato attraverso un'analisi pseudo-statica in condizione di free-field, e successivamente considerato agente staticamente sul rivestimento della galleria;
- **Metodi dinamici semplificati:** in cui la deformazione del mezzo è valutata tramite un'analisi free-field ed è applicata alla sezione della galleria (oppure lungo il suo asse) ancora in maniera statica, tenendo conto dell'interazione cinematica terreno-struttura in maniera semplificata;
- **Metodi dinamici rigorosi:** in cui la risposta al sisma del mezzo e della struttura sono meccanicamente accoppiati e analizzati tramite una modellazione numerica.

I metodi rigorosi generano quindi risultati accurati ma richiedono un'attenta caratterizzazione del mezzo e richiedono la conoscenza dei suoi parametri meccanici dinamici, oltre a quelli statici. A differenza dei modelli rigorosi, i modelli semplificati non richiedono una caratterizzazione dinamica del mezzo e di conseguenza analizzano i fenomeni sotto importanti ipotesi restrittive, fornendo però dei risultati meno accurati.

In definitiva quindi, in funzione del tipo di approccio, della direzione considerata e dell'accuratezza richiesta, l'analisi dinamica delle opere in sotterraneo può essere effettuata utilizzando svariati approcci, come evidenziato in Figura 3.2.4:

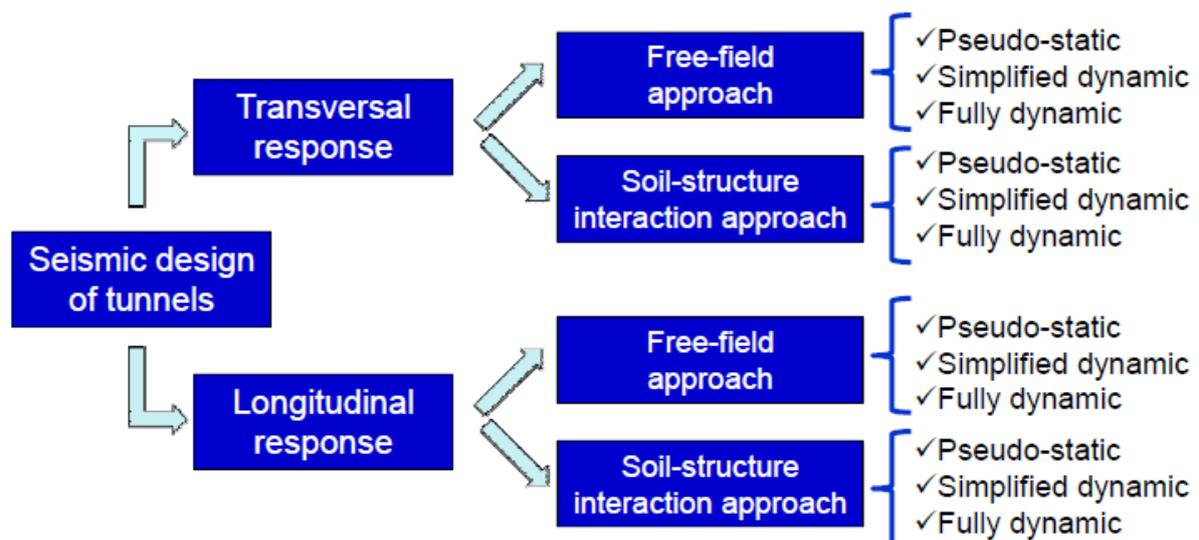


Figura 3.2.4: Schematizzazione dell'analisi dinamica delle opere in sotterraneo [14]

Nei paragrafi successivi, si focalizzerà l'attenzione sui metodi adottati nel prosieguo della presente tesi, in cui, data la complessità del problema, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative tra cui il disaccoppiamento della risposta trasversale da quella longitudinale e l'uso di legami costitutivi semplici.

3.3 Analisi dinamiche semplificate

Nel presente capitolo verranno descritti i metodi più semplici che permettono di tener conto dell'effetto del sisma, in modo tale da procedere successivamente ad un confronto con i metodi più sofisticati. Questo permetterà di stimare, l'aliquota di errore dovuta alle semplificazioni introdotte nel modello e la reale necessità di analizzare il problema con metodologie più complesse, che quindi richiedono uno studio più dettagliato.

Tra le analisi semplificate sono state considerate sia quella analitiche in forma chiusa che quelle numeriche, fornendo un esempio che mostri di quanto le due diverse tipologie si discostano nella risoluzione del problema.

3.3.1 Definizione dell'azione sismica

3.3.1.1 Valutazione della pericolosità sismica

L'obiettivo della progettazione antisismica per un'opera in sotterraneo è quello di sviluppare una struttura in grado di sopportare un dato livello di moto sismico con danni non superiori ad un livello predefinito accettabile. Abbiamo visto come per effettuare la caratterizzazione sismica di un sito è necessario valutare la sua pericolosità sismica, di cui è già stata data la definizione nel primo capitolo. Ciò può essere fatto con due diversi metodi di analisi [3]:

- **Deterministic Seismic Hazard Analysis (DSHA):** ovvero, un'analisi di pericolosità sismica deterministica che prevede l'individuazione di un particolare scenario sismico che riassume il pericolo di scuotimento sismico in un dato sito;
- **Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA):** ovvero, un'analisi di pericolosità sismica probabilistica che fornisce un quadro in cui le incertezze nella magnitudo, posizione, frequenza di accadimento possono essere quantificate e combinate in modo razionale. Questo metodo offre ai progettisti una più completa descrizione del rischio sismico in un sito.

La pericolosità può essere valutata in relazione a diversi parametri di scuotimento (Intensità di *Arias* I_A , accelerazione spettrale, ecc.), di cui il più comune tra questi è la *PGA* (peak ground acceleration) con cui si indica il valore massimo di accelerazione registrato al suolo durante lo scuotimento sismico. Tali registrazioni non tengono conto degli aspetti locali topografici e stratigrafici del sottosuolo, bensì fanno riferimento a condizioni standard:

- Affioramenti rigidi
- Affioramenti pianeggianti.

Per la stima dei parametri di scuotimento è necessario fare riferimento alla procedura suggerita dalla normativa italiana NTC2018.

In primis è necessario valutare la vita nominale di progetto V_N di un'opera, essa è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella *Tabella 3.3.1*. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tabella 3.3.1: Valori minimi della Vita nominale di progetto per i diversi tipo di costruzione (NTC2018)

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N [anni]
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.

Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava dalla (12), per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (12)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in *Tabella 3.3.2*.

Tabella 3.3.2: Valori del coefficiente d'uso C_u (NTC2018)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0.7	1.0	1.5	2.0

Per la valutazione della pericolosità è possibile scegliere come parametro di scuotimento l'accelerazione di picco al suolo a_g . Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare le probabilità di superamento P_{VR} nella vita di riferimento associate allo stato limite considerato per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche (Tabella 3.3.3).

Tabella 3.3.3: Probabilità di superamento (NTC2018)

Stato Limite	P _{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimo	SLV	10%
	SLC	5%

A questo punto è possibile calcolare il parametro che caratterizza la pericolosità sismica ovvero il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R a mezzo della (13).

$$T_R = -\frac{V_R}{\log(1 - P_{VR})} \quad (13)$$

In alternativa al periodo di ritorno dell'azione sismica è possibile utilizzare il suo reciproco, ovvero la frequenza annuale di superamento (14)

$$\lambda = \frac{1}{T_R} \quad (14)$$

Nota la frequenza annuale di superamento, attraverso le mappe interattive della pericolosità sismica (<http://essel-gis.mi.ingv.it/>) è possibile ricavare l'accelerazione di picco al suolo a_g . Per quanto riguarda la magnitudo e la distanza epicentrale della zona in esame, si fa riferimento ai grafici di disaggregazione della pericolosità sismica. Essi consentono di valutare in maniera probabilistica i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La disaggregazione è espressa in termini di magnitudo e distanza ($M - R$) e permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanze epicentrali R capaci di generare terremoti di magnitudo M .

Ai fini della definizione dell'azione dinamica di progetto, i metodi più accurati e i casi con particolari condizioni stratigrafiche, prevedono uno studio di risposta sismica locale che permette di valutare l'effetto delle stratigrafie del sottosuolo sulla propagazione delle onde sismiche mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie di sottosuolo descritte in normativa (Tabella 3.3.4), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

I valori di V_S sono ottenuti mediante le specifiche prove in sito o di laboratorio, brevemente descritte nel capitolo 1. Risulta però possibile, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, ricavare tale velocità tramite relazioni empiriche, di comprovata affidabilità, dai risultati di altre tipologie di prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione (15):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad (15)$$

Dove h_i e $V_{S,i}$ rappresentano rispettivamente lo spessore e la velocità di taglio dell' i -esimo strato, N il numero di strati ed H la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H = 30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Tabella 3.3.4: Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (NTC2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per la valutazione dell'accelerazione massima si fa riferimento alla seguente relazione:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T \quad (16)$$

Dove S_S è il coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica, che è possibile stimare dalla *Tabella 3.3.5*, mentre S_T è quello che tiene conto dell'amplificazione topografica, che di opere in sotterraneo assume un valore unitario.

Tabella 3.3.5: Espressioni di S_s (NTC2018)

Categoria di sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Dove g è l'accelerazione di gravità mentre F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, sul sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,20.

3.3.1.2 Valutazione della massima deformazione di taglio

Nota l'accelerazione massima agente nel sito di interesse è possibile stimare, in modo semplificato, la deformazione massima di taglio γ_{max} indotta nel terreno per effetto del sisma. A tal fine è possibile seguire la procedura semplificata proposta da Hashash (2001) [17]:

- **Calcolo del decremento della PGA dovuto alla profondità**

Al fine di considerare il decremento della pericolosità sismica all'aumentare della profondità, si suggerisce di applicare una riduzione alla Peak Ground Acceleration a mezzo di un coefficiente riduttivo C (Tabella 3.3.6); in questo modo si può ricavare l'accelerazione massima alla profondità del tunnel in esame.

$$a_{z,max} = C \cdot a_{max} \quad (17)$$

Tabella 3.3.6: Coefficiente riduttivo dell'accelerazione del terreno con la profondità del tunnel [17]

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
> 30	0.7

- **Calcolo della peak ground velocity**

A mezzo del rapporto k tra la peak ground velocity e la peak ground acceleration (Tabella 3.3.7) è possibile ricavare la peak ground velocity in funzione della magnitudo e della distanza epicentrale (18).

$$V_S = k \cdot a_{z,max} \quad (18)$$

Tabella 3.3.7: Rapporto fra velocità ed accelerazione sismica di picco per diversi materiali a diverse distanze dalla sorgente della sollecitazione sismica [17]

Moment magnitude (M_w)	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock^a</i>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil^a</i>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil^a</i>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

^aIn this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock ≥ 750 m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil < 200 m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

- **Calcolo della deformazione di taglio massima nel terreno**

St. John e Zahrah (1987) [33] sulla base della teoria della propagazione delle onde in un mezzo elastico omogeneo e isotropo, hanno sviluppato una procedura analitica per la stima delle deformazioni in condizioni di campo libero causate da un'onda monocromatica che investe il terreno con un prefissato angolo di incidenza (Figura 3.3.1).

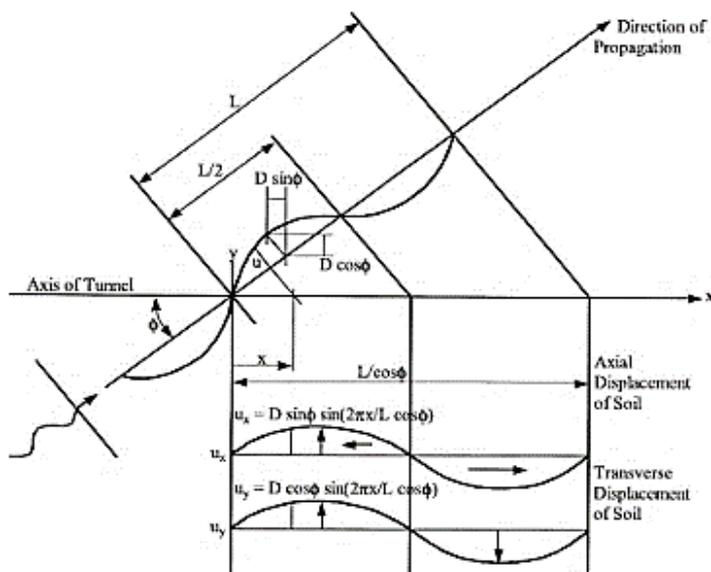


Figura 3.3.1: Modello analitico per la valutazione delle deformazioni del mezzo indotte da un'onda sismica [17]

A mezzo di questa teoria è possibile valutare le deformazioni assiali, tangenziali e la curvatura dovuta alle onde di compressione, di taglio e di *Rayleigh* indotte nel terreno, con le formulazioni riportate in Figura 3.3.2.

Wave type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature
<i>P-wave</i>	$\epsilon_l = \frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_P}{C_P} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_P}{C_P} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_P}{2C_P}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho_{max}} = 0.385 \frac{a_P}{C_P^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
<i>S-wave</i>	$\epsilon_l = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_S}{C_S} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_S}{C_S}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_S}{C_S^2}$ for $\phi = 0^\circ$
<i>Rayleigh wave</i> Compressional component	$\epsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2C_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
Shear component		$\epsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$

Figura 3.3.2: Deformazioni del mezzo indotte da un'onda sismica [33]

Nel caso in esame si farà riferimento alla deformazione massima ($\Phi = 0^\circ$) indotta dalle onde di taglio (onde S).

$$\gamma_{max} = \frac{V_S}{C_S} \quad (19)$$

Dove C_S è la velocità di propagazione delle onde S.

3.3.2 Risposta della sezione trasversale

3.3.2.1 Modello Analitico

L'analisi della sezione trasversale di una galleria in condizione di deformazione piana è stata effettuata da diversi Autori, al fine di valutare le sovrasollecitazioni che insorgono durante il fenomeno di ovalizzazione della sezione (Figura 3.3.3).

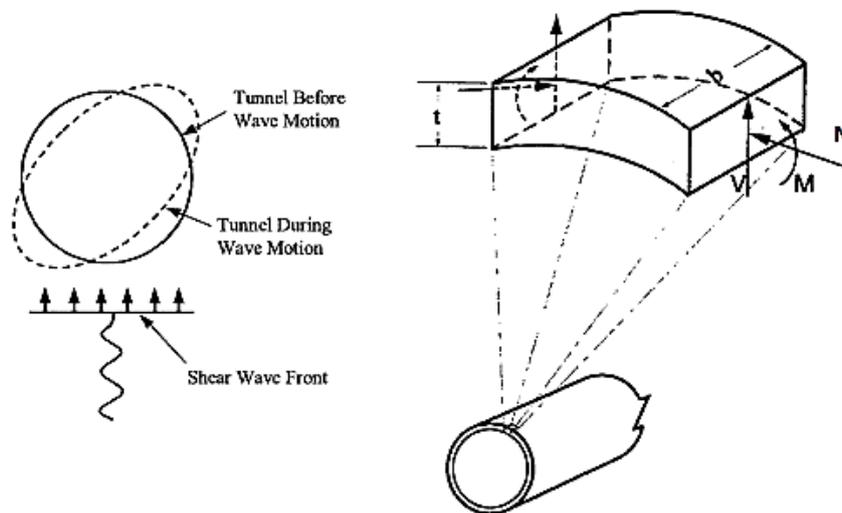


Figura 3.3.3: Ovalizzazione della sezione [17]

Il modello considerato [32] (Figura 3.3.4) può essere analizzato in due diverse situazioni in funzione del fatto che l'interfaccia terreno-struttura consenta:

- Completo scorrimento (Full slip condition, $\tau_{r\theta} = 0$)
- Scorrimento impedito (No slip condition, $\tau_{r\theta} = \tau_{R\theta}$)

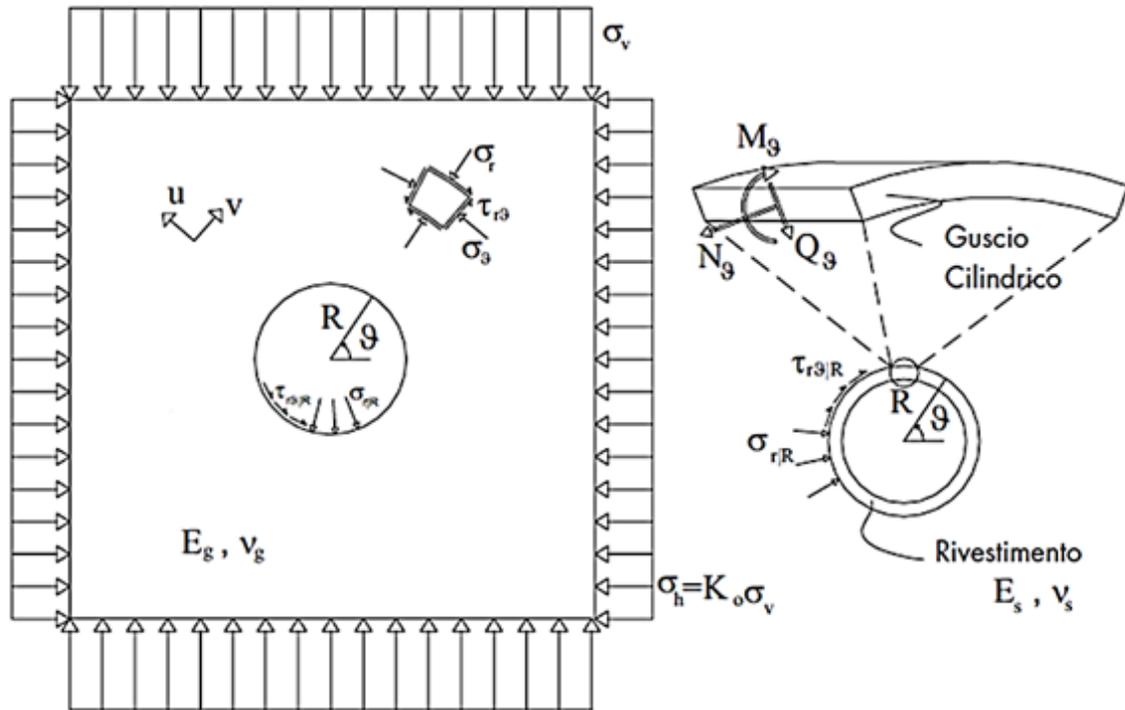


Figura 3.3.4: Modello continuo del mezzo e del guscio cilindrico del rivestimento [32]

Per analizzare analiticamente tale modello è necessario formulare alcune importanti ipotesi tra le quali:

- Galleria circolare;
- Condizione di deformazione piana;
- Mezzo indefinitamente esteso;
- Mezzo elastico, isotropo ed omogeneo;
- Rivestimento del tunnel modellato come un guscio cilindrico in condizione di deformazione piana;
- Sia il mezzo che il rivestimento sono considerati privi di peso.

Il metodo più semplice per valutare la deformazione dovuta all'ovalizzazione consiste nel considerare il tunnel con la stessa rigidità del mezzo e quindi in condizioni di free-field, ignorando l'interazione tunnel-terreno. È però possibile studiare lo stesso fenomeno anche considerando la presenza del tunnel (*Tunnel Ground Interaction*), infatti in entrambi i casi possiamo calcolare la deformazione diametrica in maniera analitica, come segue:

Free-Field condition

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (20)$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{max}(1 - \nu_g) \quad (21)$$

L'effetto della azione sismica può essere quindi simulato considerando la risposta di una sezione trasversale soggetta ad un campo di deformazione uniforme di taglio puro applicato in condizioni pseudostatiche. Questo è possibile per due ragioni:

- La lunghezza d'onda predominante del moto sismico che produce l'ovalizzazione della sezione è molto più grande delle dimensioni tipiche di una galleria;
- Gli effetti inerziali, sia nel rivestimento che nel mezzo, prodotti dall'interazione dinamica terreno-struttura sono modesti.

Un altro modo per ottenere un campo di deformazione uniforme associato ad una condizione di taglio puro, è quello di applicare al mezzo uno stato di sforzo corrispondente ad un coefficiente di spinta a riposo K_o pari a -1 (Figura 3.3.5).

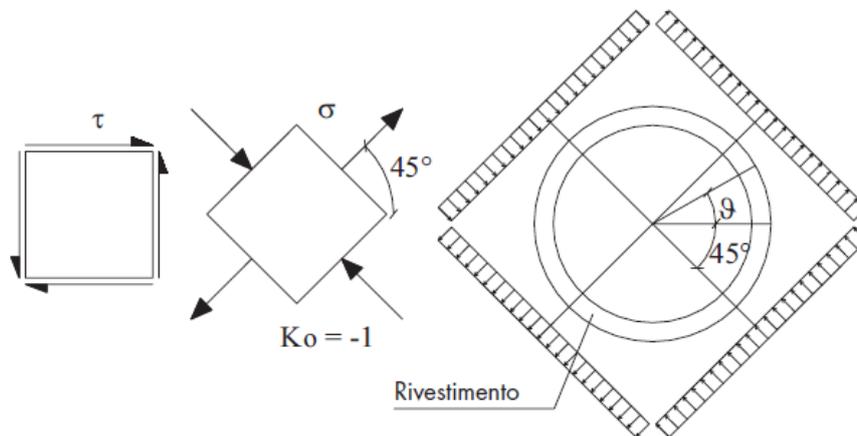


Figura 3.3.5: Stato tensionale corrispondente ad una condizione di taglio puro [32]

Calcolata la deformazione di taglio massima, come si è visto in precedenza, è possibile valutare il valore dello sforzo da imporre ai bordi del modello servendosi della teoria dell'elasticità (22).

$$\sigma = \tau = G \cdot \gamma_{max} = \frac{E_g}{2 \cdot (1 + \nu_g)} \cdot \gamma_{max} \quad (22)$$

Dove E_g e ν_g sono i parametri elastici del mezzo.

In letteratura sono presenti diverse soluzioni analitiche per il calcolo dell'incremento di sollecitazioni nel rivestimento, tra cui, le più note sono la soluzione di Wang (1993) [34] e la soluzione di Penzien (2000) [35]. Entrambe le soluzioni forniscono risultati identici nel caso di completo scorrimento (*Full slip condition*) mentre nel caso di scorrimento impedito (*No slip condition*) la soluzione di Penzien sottostima lo sforzo assiale. A mezzo di un modello numerico Hashash (2005) [17] ha mostrato che la soluzione di Wang (1993) [34] conduce a risultati più corretti ma ha il limite di valutare solamente il momento e lo sforzo normale massimi, senza fornire indicazione sul loro andamento e sullo sforzo di taglio. La risposta del rivestimento è funzione della rigidità del mezzo ed al fine di tenere in considerazione questo

aspetto, è conveniente introdurre due indici [35], l'*indice di compressibilità* C e l'*indice di flessibilità* F (23):

$$C = \frac{E_g(1 + \nu_s^2)R}{E_s t(1 + \nu_g)(1 - 2\nu_g)} \quad F = \frac{E_g(1 - \nu_s^2)R^3}{6E_s I(1 + \nu_g)} \quad (23)$$

Dove E_g e ν_g sono il modulo elastico e il modulo di *Poisson* del mezzo mentre E_s e ν_s quelli del rivestimento, I è il momento di inerzia del rivestimento e t il suo spessore mentre R è il raggio del tunnel.

C ed F rappresentano una misura della rigidità relativa del mezzo rispetto a quella del rivestimento per effetto di un carico, ed in particolare C rappresenta la rigidità assiale mentre F la rigidità flessionale ed entrambi contribuiscono a far resistere il rivestimento al fenomeno della ovalizzazione.

In seguito verranno espone le soluzioni e le formulazioni di *Wang* e di *Penzien* nei casi di completo scorrimento e assenza di scorrimento.

- **Full slip condition (Wang,1993)** [34]

- Deformazione diametrale (24)

$$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (24)$$

- Sforzo Normale (25)

$$N_{\text{max}} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_g}{(1 + \nu_g)} R \gamma_{\text{max}} \quad (25)$$

- Momento flettente (26)

$$M_{\text{max}} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_g}{(1 + \nu_g)} R^2 \gamma_{\text{max}} \quad (26)$$

dove:

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_g)}{2F + 5 - 6\nu_g} \quad (27)$$

Nel caso di no slip condition è possibile fare riferimento a quanto proposto da *Hoeg* [36], *Schwartz e Einstein* [37]. Per quanto riguarda il momento flettente, anche in questo caso si utilizza la relazione di *Wang*

- **No slip condition (Hoeg,1968; Schwartz and Einstein,1980)** [36] [37]

- Deformazione diametrale (28)

$$\frac{\Delta d_{lining}}{\Delta d_{free-field}} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (28)$$

- Sforzo Normale (29)

$$N_{max} = \pm K_2 \frac{E_g}{(1 + \nu_g)} R \gamma_{max} \quad (29)$$

- Momento flettente (30)

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_g}{(1 + \nu_g)} R^2 \gamma_{max} \quad (30)$$

dove:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_g) - (1 - 2\nu_g)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_g)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_g) + (1 - 2\nu_g)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_g + 6\nu_g^2 \right] + 6 - 8\nu_g} \quad (31)$$

- **Full Slip condition (Penzien,2000)** [35]

- Deformazione diametrale (32)

$$\Delta d_{lining} = R^n \Delta d_{free-field} = R^n \frac{d}{2} \gamma_{max} \quad (32)$$

- Sforzo Normale (33)

$$N_\vartheta = - \frac{12E_s I \Delta d_{lining}}{D^3 (1 - \nu_s^2)} \cos 2 \left(\vartheta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (33)$$

- Sforzo di Taglio (34)

$$Q_\vartheta = - \frac{24E_s I \Delta d_{lining}}{D^3 (1 - \nu_s^2)} \sin 2 \left(\vartheta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (34)$$

- Momento flettente (35)

$$M_\vartheta = - \frac{6E_s I \Delta d_{lining}}{D^2 (1 - \nu_s^2)} \cos 2 \left(\vartheta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (35)$$

In cui R (*Racking ratio*) è definito nel seguente modo:

$$R^n = \pm \frac{4(1 - \nu_g)}{(\alpha^n + 1)} \quad (36)$$

$$\alpha^n = \frac{12E_s I (5 - 6\nu_g)}{D^3 G_g (1 - \nu_s^2)} \quad (37)$$

dove D è il diametro del tunnel e G_g il modulo di taglio del terreno in cui è costruita.

- **No Slip condition (Penzien,2000)** [35]

- Deformazione diametrale (38)

$$\Delta d_{lining} = R^n \Delta d_{free-field} = R^n \frac{d}{2} \gamma_{max} \quad (38)$$

- Sforzo Normale (39)

$$N_{\vartheta} = -\frac{24E_s I \Delta d_{lining}}{D^3 (1 - \nu_s^2)} \cos 2 \left(\vartheta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (39)$$

- Sforzo di Taglio (40)

$$Q_{\vartheta} = -\frac{24E_s I \Delta d_{lining}}{D^3 (1 - \nu_s^2)} \sin 2 \left(\vartheta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (40)$$

- Momento flettente (41)

$$M_{\vartheta} = -\frac{6E_s I \Delta d_{lining}}{D^2 (1 - \nu_s^2)} \cos 2 \left(\vartheta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (41)$$

dove R (*Racking ratio*) è definito nel seguente modo:

$$R^n = \pm \frac{4(1 - \nu_g)}{(\alpha^n + 1)} \quad (42)$$

$$\alpha^n = \frac{24E_s I (3 - 4\nu_g)}{D^3 G_g (1 - \nu_s^2)} \quad (43)$$

Sotto le stesse ipotesi e considerando lo stesso modello, *Corigliano* [13] ha formulato una soluzione in forma chiusa che consente di ricavare lo sforzo normale e il momento in ogni punto del rivestimento, sia in condizioni di totale scorrimento che in condizioni di scorrimento impedito, di cui però non si riportano le formulazioni, in quanto i valori ottenuti sono molto simili a quelli ricavati con le soluzioni già citate.

Le soluzioni analitiche consentono di evidenziare quali sono gli elementi che governano la risposta della struttura in condizioni sismiche:

- **Interfaccia mezzo-struttura**

Le condizioni di interfaccia influenzano la risposta sismica di una galleria, tuttavia le sovrasollecitazioni di taglio e momento sono poco sensibili alla condizione di interfaccia e presentano dei valori più critici nel caso di scorrimento libero (Full slip). Lo sforzo normale è invece molto sensibile, infatti si hanno valori molto elevati nel caso di scorrimento impedito (No slip) e dei valori decisamente più bassi nel caso di scorrimento libero (Full slip) (*Figure 3.3.6 e 3.3.7*). Il caso di scorrimento completo si può avere in terreni teneri o nel caso di eventi di forte intensità, in altri casi è possibile considerare una condizione intermedia tra completo scorrimento e scorrimento impedito [32].

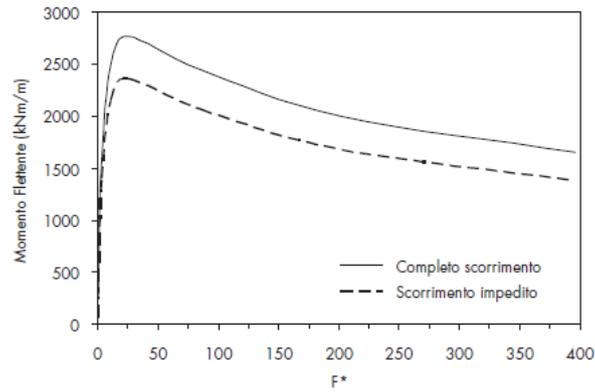


Figura 3.3.6: Variazione del momento flettente con l'indice di flessibilità [32]

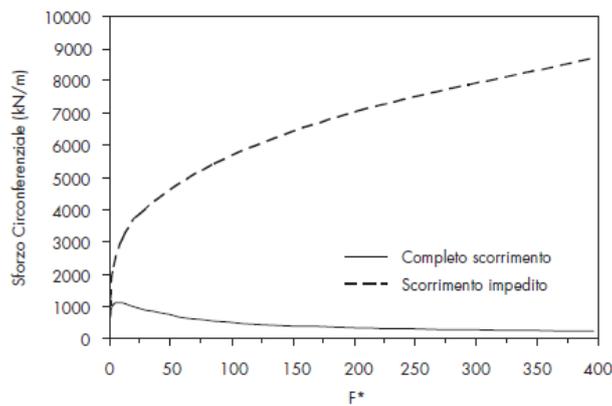


Figura 3.3.7: Variazione dello sforzo normale con l'indice di flessibilità [32]

- **Rapporto di rigidità F**

Come si è visto il parametro di flessibilità F regola la rigidità del rivestimento del tunnel in funzione di quella del terreno; a seconda del suo valore possiamo distinguere:

- $F \ll 1 \rightarrow$ Struttura molto rigida \rightarrow nessuna deformazione;
- $F < 1 \rightarrow$ Struttura più rigida del mezzo \rightarrow ovalizzazione rivestimento $<$ free-field;
- $F = 1 \rightarrow$ Struttura con rigidità uguale al mezzo \rightarrow deformazione free-field;
- $F > 1 \rightarrow$ Struttura meno rigida del mezzo \rightarrow ovalizzazione rivestimento $>$ free-field

Nelle figure riportate in precedenza (Figura 3.3.6 e Figura 3.3.7) è possibile notare come variano rispettivamente il momento flettente e lo sforzo normale al variare del rapporto di rigidità F , in entrambe le condizioni di interfaccia.

Quindi come si può notare dalla (23), più il terreno è rigido più grande è il rapporto di rigidità, stessa cosa se aumenta il raggio del tunnel. Se invece il rivestimento è molto rigido, il rapporto di rigidità tende a diminuire e, come si può vedere in Figura 3.3.6, più è rigido il rivestimento (quindi F bassa) più la struttura si carica e quindi maggiore è il momento flettente a cui essa è soggetta. Quindi nel caso di un tunnel con rivestimento rigido soggetto ad un sisma, esso anziché seguire gli spostamenti imposti, deformandosi, si carica presentando elevati valori di momento flettente. Viceversa nel caso di rivestimento flessibile (F alta) il tunnel tende ad assecondare gli spostamenti imposti dal sisma, deformandosi ed assorbendo una parte minore della sollecitazione.

- **Deformazione di taglio massima**

L'entità della deformazione di taglio massima del terreno influenza notevolmente la risposta sismica del tunnel, poiché essa è strettamente legata ai parametri di scuotimento del sisma, quali la PGA e la magnitudo. La deformazione di taglio sintetizza l'azione sismica, quindi più il sisma è intenso (elevata magnitudo ed elevata PGA) più è grande la deformazione a cui è soggetto il mezzo e quindi il tunnel, di conseguenza i valori delle sovrasollecitazioni saranno maggiori. La deformazione a taglio diminuisce al diminuire della profondità e questo ha un ruolo fondamentale nella risposta dinamica del terreno poiché, per via del comportamento non lineare dei terreni, un suo incremento comporta un decremento della rigidità al taglio del terreno.

Tuttavia, abbiamo anche evidenziato come, all'aumentare della deformazione a taglio, oltre al decremento della rigidità a taglio si ha un incremento del *Damping*, il quale consente la dissipazione di energia e quindi la mitigazione dei danni dovuti al sisma. Di conseguenza il modulo elastico E e quindi G , deve essere quello corrispondente alla deformazione a taglio che si ha per quel evento sismico, e non quella a piccole deformazioni (caso statico). Quindi la procedura da adottare, in assenza di prove dinamiche, è quella di fare riferimento a delle curve di decadimento empiriche. A mezzo della deformazione di taglio massima si ricava il rapporto G/G_0 e quindi la G corrispondente, e a mezzo delle formulazioni che legano le tre costanti elastiche si ricava E . Nel caso in cui si inserisce la E a piccole deformazioni ovvero E_0 si sottostimano le sovrasollecitazioni dovute al sisma, infatti una E maggiore comporta un rapporto di flessibilità F maggiore (15) e quindi delle sovrasollecitazioni di momento inferiori (Figura 3.3.6).

3.3.2.2 Modello Numerico

Nel caso in cui il tunnel presenta una forma diversa da quella circolare, è necessario ricorrere a modelli numerici, per ricavare le variazioni tensionali dovute all'evento sismico.

Per quanto riguarda la sollecitazione sismica essa si può imporre a mezzo della deformazione massima γ_{max} e per applicarla al modello numerico è possibile applicare uno spostamento a farfalla ai lati del modello che permetta di indurre una deformazione di taglio puro al terreno (Figura 3.3.8).

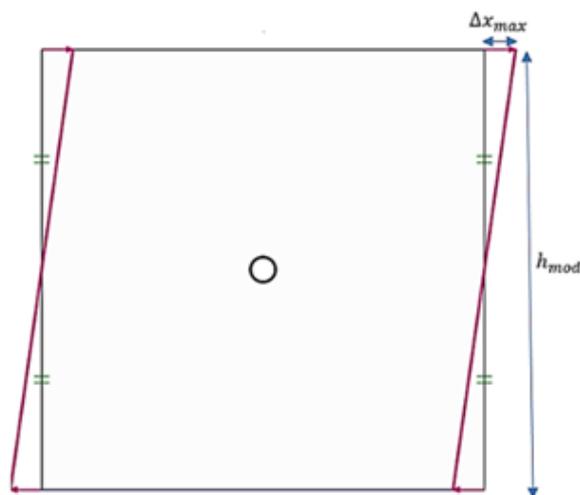


Figura 3.3.8: Modello numerico dinamico semplificato

Per calcolare lo spostamento Δx_{max} , si può utilizzare la seguente formula (44) [38]:

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \left(\frac{h_{mod}}{2} \right) \quad (44)$$

Al fine di valutare se tale modello è coerente, è stato condotto un confronto tra i risultati analitici e quelli numerici, considerando le stesse ipotesi viste prima per le soluzioni in forma chiusa di Wang e Penzien. Per fare ciò è stata considerata una galleria circolare progettata in un determinato terreno e soggetta ad un dato evento sismico i cui dati di input sono riportati in *Tabella 3.3.8*.

Tabella 3.3.8: Parametri del modello analitico dinamico semplificato

Parametri terreno		Parametri sisma		Parametri galleria	
ρ_g [kg/m ³]	2000	M_w	6	R [m]	5
C_s [m/s]	320	d_e [km]	16.2	t [m]	0.3
v_g [-]	0.35	PGA [g]	0.183	z [m]	70
G_g [MPa]	205	C	0.7	E_s [GPa]	30
E_g [MPa]	553	a_s [g]	0.1281	v_s [-]	0.2
		k	94	A_s [m ² /m]	0.3
		V_s [m/s]	0.12	I [m ⁴ /m]	0.0023
		γ_{max}	0.0004		

In particolare:

- Per i parametri del terreno si è fatto riferimento alla caratterizzazione geomeccanica riguardante il caso studio che andremo ad analizzare e che in parte è già stata riportata;
- Per i parametri del sisma è stato considerato lo studio di pericolosità della zona in cui è stata progettata la galleria oggetto di studio;
- Per i parametri geometri e meccanici della galleria e del rivestimento si è fatto riferimento a quelli della sezione scelta per il caso studio, considerando una sezione circolare equivalente.

Nel capitolo successivo, questi tre aspetti saranno trattati ed esposti più dettagliatamente.

Si può notare che la densità del mezzo è diversa da zero, nonostante una delle ipotesi sia di mezzo privo di peso, questo perché tale valore è utilizzato per ricavare, attraverso la velocità di propagazione delle onde di taglio C_s , il modulo di rigidezza a taglio G , mentre ai fini del calcolo delle sovrasollecitazioni il terreno è considerato privo di peso e per questo motivo nel modello numerico il valore della densità del mezzo è considerato nullo.

Una volta costruito il modello e inseriti i parametri è possibile discretizzare il dominio in elementi finiti andando ad inserire la *mesh*. Successivamente si scelgono le fasi di analisi, che in questo caso sono tre: nella prima si considera il modello in condizioni geostatiche in assenza dello scavo della galleria, nella seconda si effettua lo scavo e si inserisce il rivestimento ed infine nella terza fase si attivano gli spostamenti imposti (Figura 3.3.9).

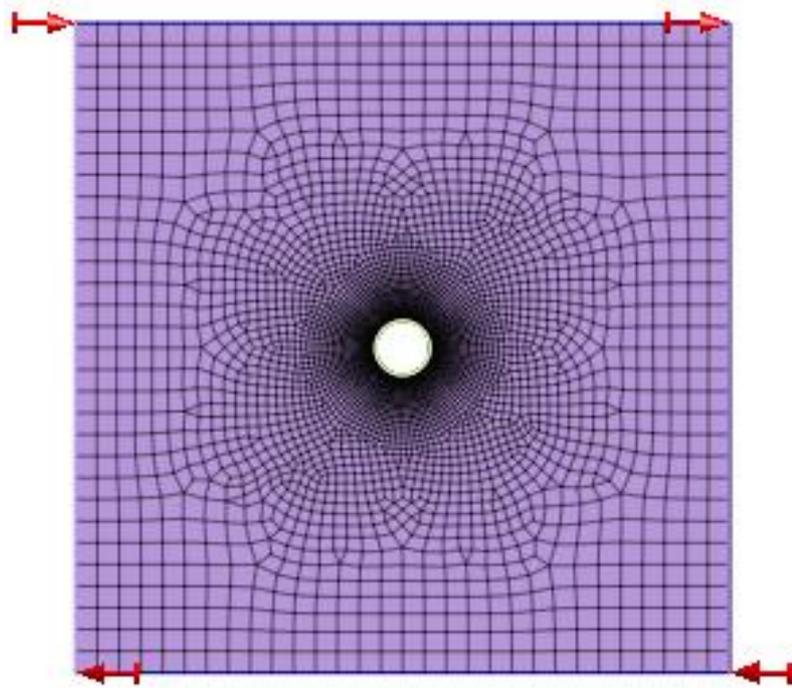


Figura 3.3.9: Modello numerico 2D per l'analisi dinamica semplificata

In questo caso è stata scelta un'altezza del modello pari a 120 metri ed attraverso la (44) è stato calcolato uno spostamento da imporre pari a 0.024 metri. Grazie all'analisi di questo modello è possibile ricavare le sollecitazioni indotte dal sisma che successivamente saranno confrontate con quelle ottenute attraverso le formulazioni analitiche.

In particolare, si può notare dalla Figura 3.3.10, come la deformata che si ottiene dall'analisi è coerente con l'ipotesi di ovalizzazione della sezione indotta dal sisma.

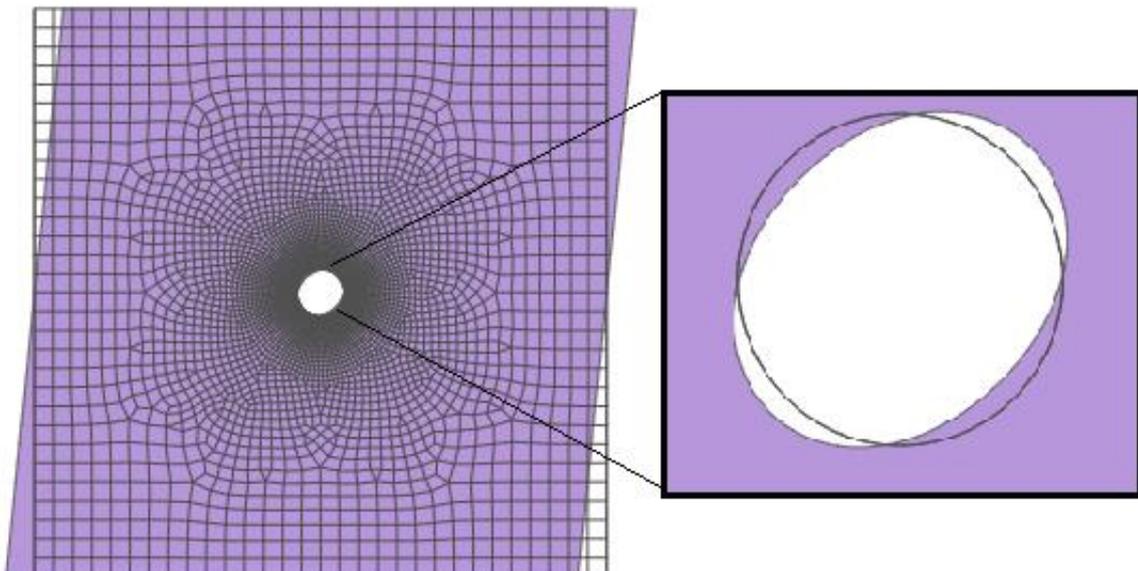


Figura 3.3.10: Galleria deformata per effetto del sisma

In Figura 3.3.11 vengono riportate le sollecitazioni che nascono nel rivestimento della galleria a causa del sisma.



Figura 3.3.11: Andamenti delle sovrasollecitazioni dovute al sisma

Dall'andamento delle sollecitazioni e della deformata, si può dedurre la convenzione sui segni adottata dal software utilizzato (GTS NX).

- *Momento flettente*: esso è negativo se tende le fibre all'estradosso, mentre invece se le fibre tese sono all'intradosso, è positivo.
- *Sforzo Normale*: un valore negativo indica che c'è compressione, mentre un valore positivo indica che l'elemento strutturale è soggetto a trazione.

Entrambe le condizioni di interfaccia (full slip e no slip) presenteranno ovviamente gli stessi andamenti delle sovrasollecitazioni e della deformata.

Si riporta quindi di seguito il confronto tra le sovrasollecitazioni calcolate analiticamente, con le diverse formulazioni proposte, e quelle calcolate a mezzo del modello numerico in entrambe le condizioni di interfaccia.

- ***Scorrimento impedito (No slip condition, $\tau_{r\theta} = \tau_{R\theta}$)***

In questo caso il rivestimento si muove insieme al terreno poiché in prossimità dell'interfaccia si generano delle tensioni tangenziali che non consentono lo scorrimento e per simulare questa situazione non è necessario inserire alcuna interfaccia tra il rivestimento e il terreno nel modello numerico.

In Figura 3.3.12 vengono quindi riportati e confrontati i risultati riguardanti il momento flettente agente sulla sezione, ottenuto dalle formulazioni numeriche e dai modelli analitici.

Lo stesso tipologia di confronto è evidenziata in Figura 3.3.13 per lo sforzo normale ed in figura 3.3.14 per lo sforzo di taglio.

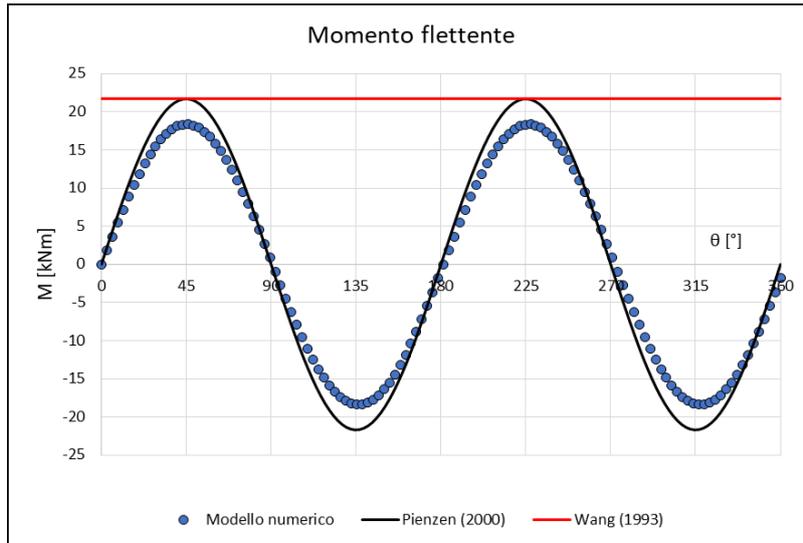


Figura 3.3.12: Momento flettente (No slip condition)

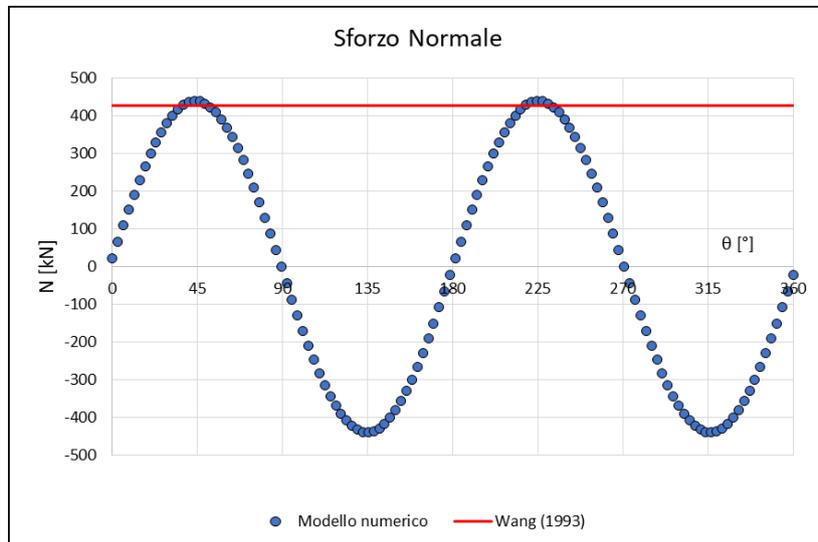


Figura 3.3.13: Sforzo Normale (No slip condition)

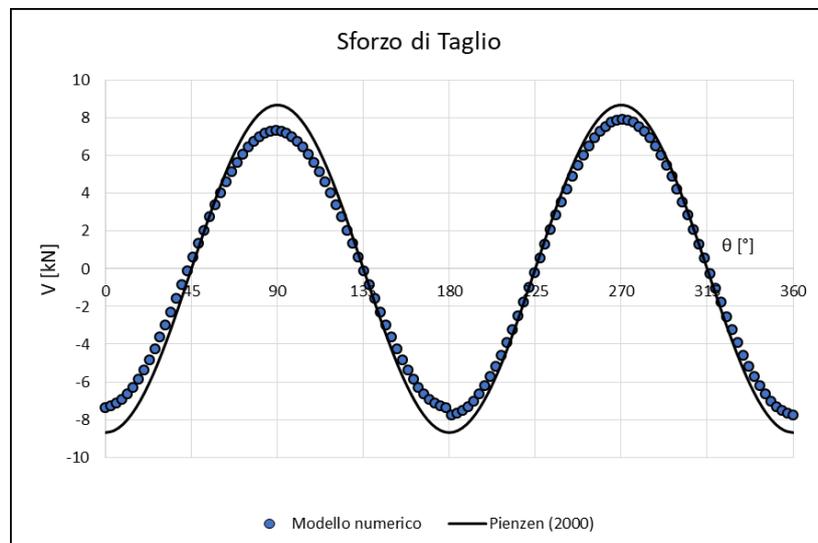


Figura 3.3.14: Sforzo di Taglio (No Slip condition)

In *Tabella 3.3.9* sono stati riportati e sintetizzati le differenze, espresse in percentuale, tra i risultati analitici e i risultati numerici:

Tabella 3.3.9: Differenza tra risultati analitici e risultati numerici (No Slip condition)

<i>No slip</i>	<i>Penzien (2000)</i>	<i>Numerico</i>	<i>Differenza</i>
T_{\max} [kN]	8.67	7.89	-9.90%
M_{\max} [kNm]	21.69	18.37	-18.10%
<i>No slip</i>	<i>Wang (1993)</i>	<i>Numerico</i>	<i>Differenza</i>
N_{\max} [kN]	426.72	438.85	2.76%
M_{\max} [kNm]	21.73	18.37	-18.27%

In base ai risultati evidenziati dai grafici e dalla tabella si possono quindi fare le seguenti considerazioni:

- Per quanto riguarda il momento flettente, possiamo notare che quello calcolato con il modello numerico presenta una sottostima di circa il 18% rispetto ad entrambe le formulazioni analitiche. Inoltre, è possibile evidenziare che la soluzione di Pienzen sottostima tutto l'andamento del momento e non solamente il valore massimo.
- Per lo sforzo normale si può notare che la soluzione di Pienzen non è neanche stata riportata in quanto sottostima in maniera evidente il valore reale dello sforzo normale e quindi ritenuta poco idonea. Viceversa il valore calcolato con le formulazioni di Wang presenta una differenza quasi impercettibile rispetto al valore del modello numerico.
- Per lo sforzo di taglio Wang non ha proposto nessuna soluzione in forma chiusa, mentre le formulazioni di Pienzen rispecchiano quasi perfettamente l'andamento trovato con il metodo numerico.

- ***Completo scorrimento (Full slip condition, $\tau_{r\theta} = 0$)***

In questo caso il rivestimento non si muove insieme al terreno poiché in prossimità dell'interfaccia non si generano delle tensioni tangenziali. Per modellare questa situazione è necessario inserire un'interfaccia tra il rivestimento e il terreno, che dovrà avere delle caratteristiche meccaniche diverse da quelle del mezzo ed in particolare una resistenza al taglio nulla. Visto che tale interfaccia è modellata come un mezzo elastico lineare, l'unica possibilità per annullare la sua resistenza al taglio sarebbe quella di rendere nulla la sua rigidità al taglio G , il che significherebbe però ottenere anche un valore pari a zero del modulo di *Young*, perché legati attraverso il coefficiente di *Poisson*, e ciò porterebbe a dei risultati di output irrealistici. Per questo motivo il coefficiente di riduzione richiesto dal software per schematizzare l'interfaccia, non può essere posto pari a zero, ma deve avere un valore un po' più grande in modo tale da non generare instabilità numeriche. Nelle seguenti figure (3.3.15-3.3.16-3.3.17) vengono quindi riportati e confrontati i risultati rispettivamente di momento flettente, sforzo normale e sforzo di taglio, delle formulazioni numeriche e dei modelli analitici.

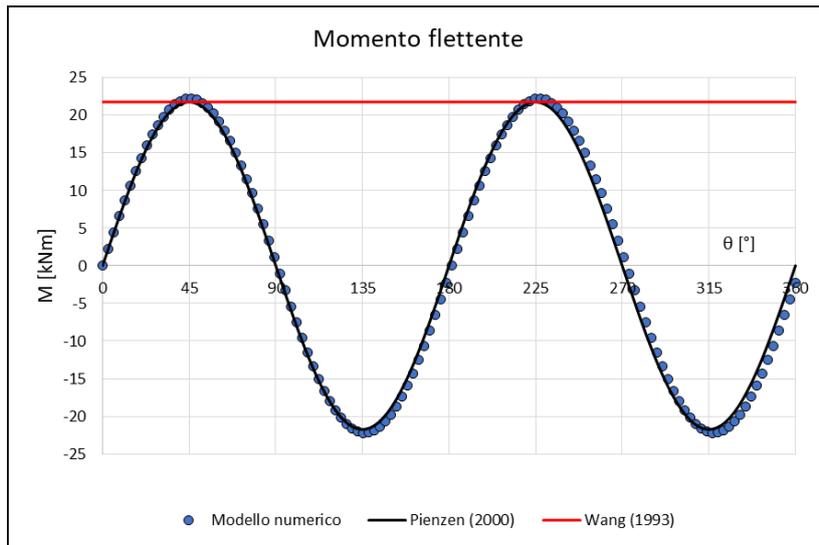


Figura 3.3.15: Momento flettente (Full slip condition)

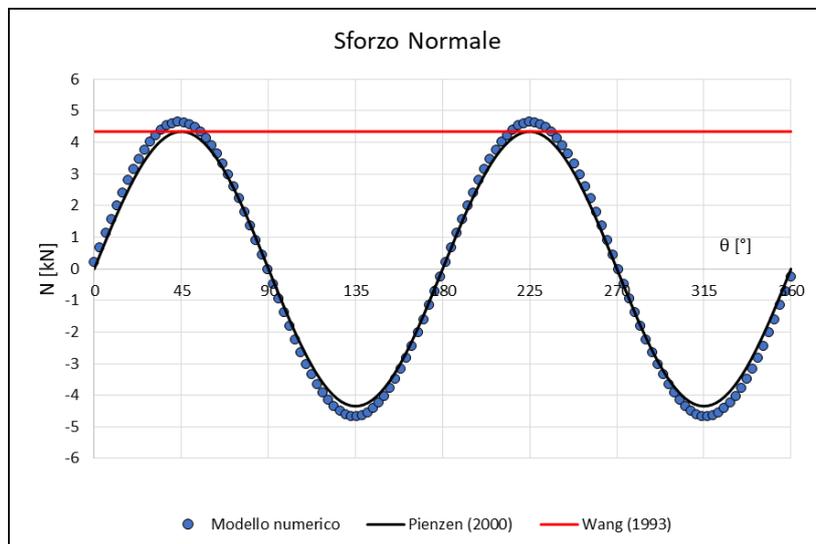


Figura 3.3.16: Sforzo Normale (Full slip condition)

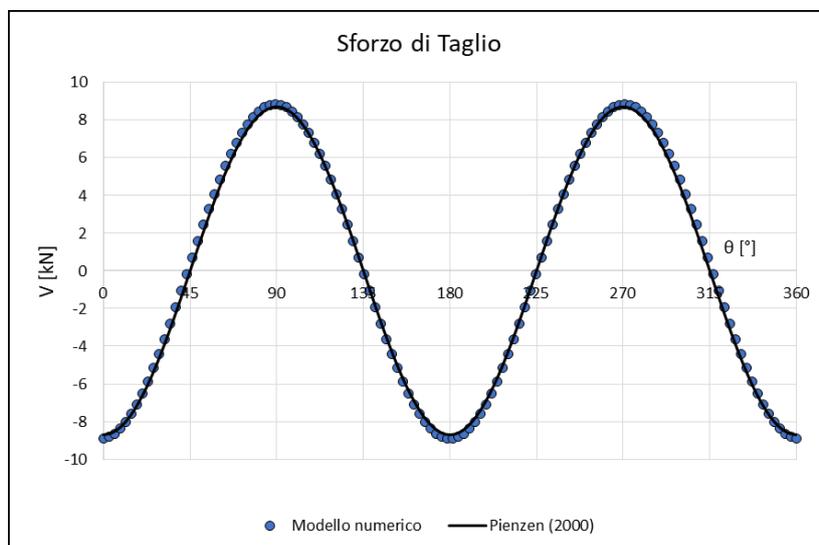


Figura 3.3.17: Sforzo di Taglio (Full Slip condition)

In *Tabella 3.3.10* sono stati riportate e sintetizzate le differenze, espresse in percentuale, tra i risultati analitici e i risultati numerici:

Tabella 3.3.10 Differenza tra risultati analitici e risultati numerici (Full Slip condition)

Full slip	Penzien (2000)	Numerico	Differenza
N _{max} [kN]	4.34	4.65	6.66%
T _{max} [kN]	8.67	7.89	-9.92%
M _{max} [kNm]	21.72	22.18	2.06%
Full slip	Wang (1993)	Numerico	Differenza
N _{max} [kN]	4.35	4.65	6.64%
M _{max} [kNm]	21.73	22.18	2.05%

In base ai risultati evidenziati dai grafici e dalla tabella, si può notare come anche in questo caso il modello numerico fornisce risultati simili a quello analitico ed è possibile fare le stesse considerazioni fatte in precedenza. In questo caso, inoltre, le differenze percentuali dimostrano che si sono ottenuti dei risultati ancora più verosimili, riuscendo anche ad approssimare l'andamento dello sforzo normale attraverso la formulazione di Pienzen. Si può osservare come la presenza dell'interfaccia abbia portato ad una diminuzione notevole dello sforzo normale, mentre i valori di momento flettente e taglio sono rimasti pressoché gli stessi. Dall'analisi del confronto dei risultati si può evincere che il modello numerico, sia nel caso di scorrimento impedito che nel caso di libero scorrimento, è in grado di riprodurre con un certo margine di errore i risultati analitici, dimostrando quindi la bontà delle soluzioni.

In definitiva quindi per quanto riguarda la progettazione, è possibile considerare una condizione intermedia tra le due, così come suggerito da Hashash [17].

3.3.3 Risposta della sezione longitudinale

Ai fini di effettuare un'analisi sismica delle strutture sotterranee estese longitudinalmente, come ad esempio i tunnel, bisogna tenere presente che la propagazione orizzontale delle onde, sia di superficie che di volume, produce un'incoerenza spaziale del moto sismico, in relazione a diversi fattori. Pertanto durante un sisma, alcuni tratti di una struttura sotterranea molto estesa, molto probabilmente non saranno soggetti alle stesse condizioni di moto e nello stesso istante di tempo.

Il comportamento generale di una galleria in direzione longitudinale è simile a quello di una trave elastica soggetta a deformazioni o sollecitazioni imposte dal terreno circostante. In relazione alla notevole lunghezza delle opere in sotterraneo in tale direzione, è però necessario avere delle registrazioni alla profondità della galleria lungo l'intero sviluppo del tracciato. Come detto infatti, il moto sismico varia notevolmente nello spazio in termini di ampiezza dell'onda, contenuto in frequenza, tempo di arrivo e durata, in funzione soprattutto delle varie unità stratigrafiche incontrate lungo lo sviluppo longitudinale. L'azione del sisma sulla galleria in direzione longitudinale induce delle deformazioni sia flessionali che assiali, come è possibile notare in Figura 3.3.18.

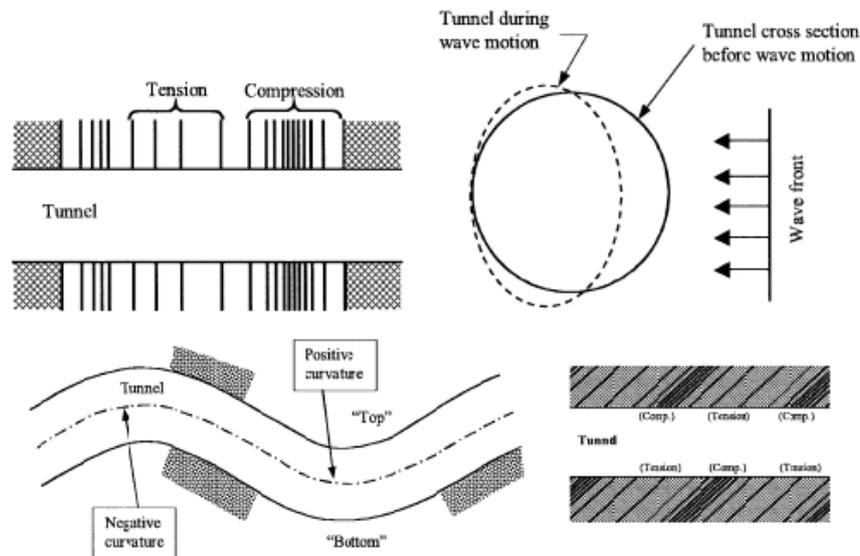


Figura 3.3.18: Deformazioni assiali e flessionali indotte dal sisma [10]

Il rivestimento sarà soggetto oltre che alle sollecitazioni in direzione trasversale (N_x e M_y), anche ad uno sforzo normale lungo l'asse della galleria (N_y), un momento flettente nel piano orizzontale (M_z) e ad uno sforzo di taglio perpendicolare all'asse della galleria (Q_x), come indicato in Figura 3.3.19. Tuttavia, le sollecitazioni flessionali e di taglio sono in genere trascurabili rispetto all'incremento di sforzo assiale.

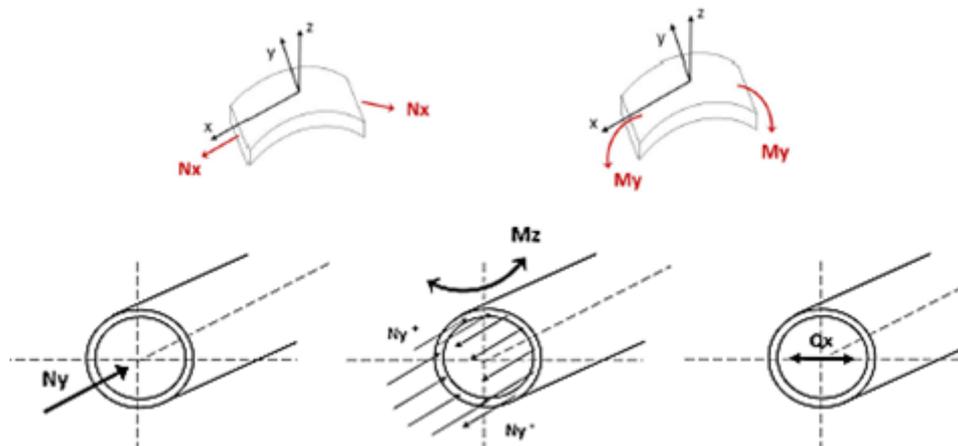


Figura 3.3.19: Caratteristiche di sollecitazione lungo la direzione longitudinale del tunnel [39]

Per far fronte a queste sovrasollecitazioni, è necessario inserire un'armatura di ripartizione in direzione longitudinale. Generalmente la scelta di armatura lungo la direzione longitudinale non deriva da un'analisi delle sollecitazioni; di solito viene utilizzata un'armatura di $1\Phi 16/30$ cm in estradosso e in intradosso [32] o comunque un'armatura avente un'area complessiva pari ad $1/5$ di quella inserita lungo la sezione trasversale.

Nel caso in cui si è in una zona ad elevata pericolosità sismica è necessario condurre l'analisi lungo la direzione longitudinale, valutare gli incrementi di sollecitazione, dimensionare le sezioni ed effettuare le verifiche.

Esistono diversi metodi di analisi del comportamento delle gallerie soggette a un'azione sismica che si propaga in direzione longitudinale [40]:

1. Metodo della deformazione in campo libero [33]

In molti casi si può ritenere che le gallerie siano flessibili e deformabili quindi, trascurando l'interazione terreno-struttura, si possono valutare le deformazioni e le sollecitazioni che si hanno nel rivestimento a causa del sima dalle soluzioni in free-field.

Supponendo che il tunnel si comporti come una trave elastica su suolo elastico, i due Autori hanno sviluppato una soluzione quasi-statica per valutare gli spostamenti in direzione assiale e in direzione trasversale causati da un'onda armonica che impatta il tunnel con un generico angolo di incidenza, come mostrato in Figura 3.3.20:

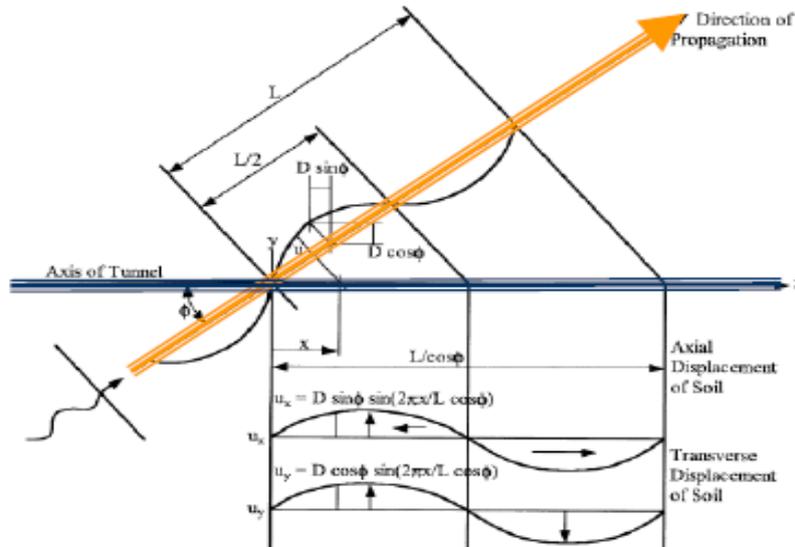


Figura 3.3.20: Soluzione in condizione Free-field [39]

Oltre agli spostamenti, sono stati forniti anche le soluzioni in forma chiusa riguardanti le sollecitazioni di sforzo normale (45), taglio (46) e momento flettente (47) che il passaggio dell'onda armonica genera sul rivestimento strutturale [8]:

$$N = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \cdot \sin \Phi \cos \Phi \cdot E_t \cdot A \cdot D \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \Phi}\right) \quad (45)$$

$$T = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 \cdot \cos^4 \Phi \cdot E_t \cdot I \cdot A \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \Phi}\right) \quad (46)$$

$$M = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cdot \cos^3 \Phi \cdot E_t \cdot I \cdot A \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \Phi}\right) \quad (47)$$

dove E_t è il modulo di Young del rivestimento, A e I sono rispettivamente l'area e il momento di inerzia della sezione trasversale, Φ è l'angolo di incidenza dell'onda mentre D ed L sono l'ampiezza e la lunghezza d'onda dell'onda sinusoidale.

Tali formulazioni sono state valutate però senza tenere in conto dell'interazione dinamica terreno-struttura che porterebbe a dei valori di curvatura minori rispetto al caso precedente. Se infatti la struttura fosse più rigida del terreno, essa si deformerebbe di meno, come conseguenza della loro interazione e per prendere in considerazione questa differenza, i due Autori hanno allora introdotto due parametri di riduzione, che moltiplicati per le equazioni precedenti, portano ad una soluzione corretta delle sollecitazioni. In particolare essi hanno

definito un fattore R_1 (48) per quanto riguarda il taglio ed il momento flettente ed un fattore R_2 (49) per lo sforzo normale:

$$R_1 = \frac{1}{1 + \frac{E_t I}{K_t} \cdot \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 \cdot \cos^4 \Phi} \quad (48)$$

$$R_2 = \frac{1}{1 + \frac{E_t I}{K_a} \cdot \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cdot \cos^2 \Phi} \quad (49)$$

Dalle espressioni dei due coefficienti, possiamo quindi notare che per i terreni teneri è importante tenere conto dell'interazione suolo-struttura in quanto va a modificare la deformazione del terreno circostante. Viceversa in caso di una roccia o di terreni più rigidi, la soluzione free-field è abbastanza accurata, grazie all'elevato contrasto di rigidità tra il tunnel ed il terreno. Nelle formulazioni di R_1 ed R_2 compaiono due termini K_t e K_a , che rappresentano le costanti delle molle con cui viene schematizzata l'interfaccia tra il terreno e la struttura. In particolare il valore di questi termini è funzione della lunghezza d'onda dell'onda incidente e può essere ricavato attraverso delle formulazioni presenti in letteratura [34] come indicato nella (50):

$$K_t = K_a = \frac{16\pi G_s \cdot (1-\nu_s) \cdot d}{(3-4\nu_s) \cdot L} \quad K_v = \frac{2\pi G_s \cdot d}{(1-\nu_s) \cdot L} \quad (50)$$

in cui G_s e ν_s rappresentano rispettivamente il modulo di taglio ed il coefficiente di Poisson del terreno mentre d è il diametro del tunnel.

2. Metodo di deformazione sismica [22]

Anche in questo caso si adotta un approccio disaccoppiato, in cui viene ignorata la massa della galleria e quindi l'effetto dell'interazione terreno-struttura. Le equazioni del moto sono risolte in condizioni di campo libero, ottenendo delle formulazioni per il calcolo delle sollecitazioni, che poi possono essere successivamente modificate a mezzo di coefficienti correttivi che sono funzione della rigidità relativa terreno-struttura

$$N_h = c_{ta} c_{ja} \frac{\pi \cdot E_t \cdot A \cdot u_h}{L} \quad (51)$$

$$N_v = c_{ta} c_{ja} \frac{\pi \cdot E_t \cdot A \cdot (u_h + u_v)}{2L} \quad (52)$$

$$M_h = c_{tt} c_{jt} \frac{4\pi^2 \cdot E_t \cdot I_h \cdot u_h}{L^2} \quad (53)$$

$$M_v = c_{tv} c_{jv} \frac{4\pi^2 \cdot E_t \cdot I_v \cdot u_v}{L^2} \quad (54)$$

dove

- N_h e N_v rappresentano le forze assiali in direzione verticale e orizzontale all'asse del tunnel;
- M_h e M_v sono i momenti flettenti rispettivamente nel piano orizzontale e verticale contenenti l'asse del tunnel;
- u_h e u_v sono gli spostamenti alla profondità del tunnel in direzione orizzontale e verticale;
- c_{ja} , c_{jt} e c_{jv} sono dei fattori che tengono conto delle condizioni al contorno degli elementi longitudinali;
- E_t , A e I sono il modulo elastico, l'area ed il momento di inerzia della sezione del tunnel;
- L è un valore equivalente della lunghezza d'onda che tiene conto delle caratteristiche non omogenee del sottosuolo in termini di spessori e rigidità degli strati che lo compongono, che fa sì che il segnale cambi rispetto a quello misurato nello strato rigido;
- c_{ta} , c_{tt} e c_{tv} rappresentano dei fattori di trasmissione degli spostamenti dal terreno alla struttura in direzione assiale e trasversale al tunnel, calcolabili come segue:

$$c_{ta} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_a \cdot \sqrt{2} \cdot L} \right)^2} \quad (55)$$

$$c_{tt} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_h \cdot \sqrt{2} \cdot L} \right)^4} \quad (56)$$

$$c_{ta} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_v \cdot \sqrt{2} \cdot L} \right)^4} \quad (57)$$

Nelle equazioni appena descritte, i coefficiente λ_a , λ_h e λ_v dipendono dalle costanti delle molle viste prima nella (50), che sono utilizzate per schematizzare l'interazione terreno-struttura. In particolare:

$$\lambda_a = \sqrt[2]{\frac{K_a}{E \cdot A}} \quad (58)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{K_t}{E \cdot I_h}} \quad (59)$$

$$\lambda_v = \sqrt[4]{\frac{K_v}{E \cdot I_v}} \quad (60)$$

3. Metodi a molle

I metodi a molle modellano l'interazione dinamica tra una trave elastica dotata di massa, che rappresenta il rivestimento della galleria, connessa a degli elementi a molla visco-elastici che rappresentano il terreno (privo di massa). In particolare tali elementi, sono rappresentati da delle molle e smorzatori in parallelo, dipendenti dalla frequenza e che seguono i criteri del modello di Kelvin-Voigt [14], come mostrato in Figura 3.3.21

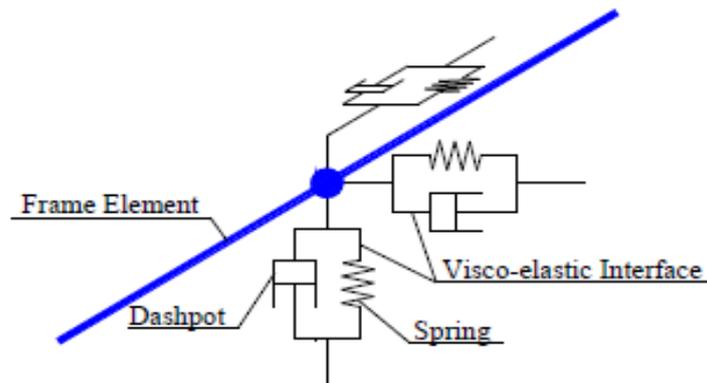


Figura 3.3.21: Modello a molla [14]

4. Metodi a masse e molle

Per quanto riguarda i modelli a massa e molle, essi considerano anche l'inerzia del terreno nella soluzione dell'equilibrio dinamico, che quindi non viene più considerato privo di massa. Esistono modelli di questo tipo a uno o più gradi di libertà, ed in particolare nel modello ad un grado di libertà il terreno è modellato come una singola massa concentrata, mentre in quello a più gradi di libertà come una fila verticale di masse concentrate [39] (Figura 3.3.22)

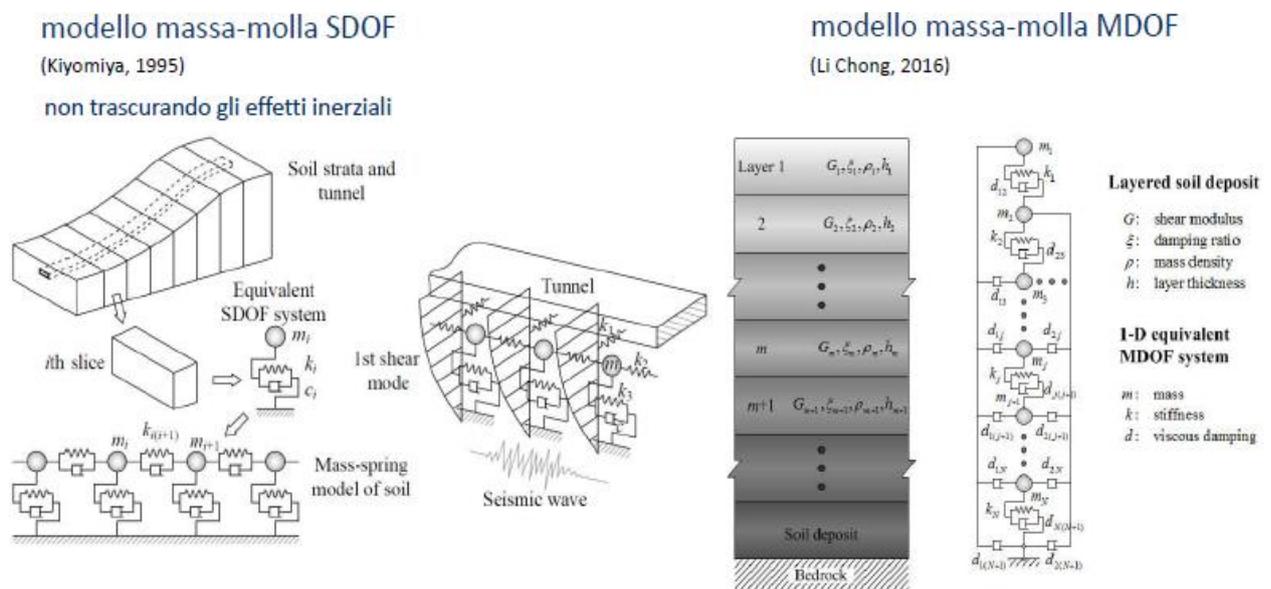


Figura 3.3.22: Modello a masse e molle [39]

3.4 Analisi dinamiche complete

In alternativa alle soluzioni analitiche o dinamiche semplificate, possono essere adottati modelli numerici 2D o 3D che, se ben calibrati, permettono di ottenere soluzioni più accurate, richiedendo però a loro volta tempi più lunghi ed elevate prestazioni del software di calcolo. In realtà, tra le varie modellazioni numeriche, solo quelle tridimensionali complete riescono a simulare l'intero processo di interazione dinamica tra galleria e terreno al passaggio delle onde dovute al sisma, compresi anche alcuni effetti dovuti alla tipologia del rivestimento della galleria, ai diversi modelli costitutivi per il terreno o alle differenti condizioni di scuotimento a cui l'opera è soggetta.

Ovviamente questo tipo di analisi porta a delle soluzioni che si avvicinano maggiormente al comportamento reale di una galleria sottoposta ad un evento sismico, fornendo così un quadro più realistico e completo del problema. Dall'altro canto però bisogna anche sottolineare che per effettuare modellazioni più complesse, bisogna disporre di informazioni maggiori e ottenute da prove specifiche, perché altrimenti non avrebbe senso creare un modello dettagliato partendo da dati grezzi o ottenuti da formulazioni empiriche attraverso prove di altro tipo. Infatti, come sottolineato da St. John & Zahrah (1987): "L'uso di metodi di analisi più avanzati richiede una maggiore quantità di dati in ingresso e di qualità dell'informazione, senza la quale i miglioramenti offerti dalle analisi più raffinate possono essere solo illusorie" [33].

3.4.1 Aspetti rilevanti della modellazione 3D

Le analisi dinamiche tridimensionali complete, permettono quindi di prendere in considerazione l'influenza sul problema sismico di alcuni aspetti rilevanti, che vengono invece trascurati negli approcci semplificati per via delle ipotesi fatte. Con lo scopo di mettere in evidenza questi aspetti, *Bilotta e Fabozzi* [40] hanno costruito un modello numerico 3D, in modo da poter analizzare particolari situazioni che permettono di trarre delle interessanti conclusioni. Essi infatti, facendo riferimento a delle prove, condotte in condizioni piane, che sono state utilizzate come benchmark sperimentale, hanno validato il modello numerico. In particolare tali prove, riguardano dei modelli fisici realizzati presso lo *Schofield Centre* dell'Università di Cambridge (UK), dove sono state eseguite delle prove in centrifuga su un modello in scala ridotta di una galleria circolare, sottoposto ad un eccitazione dinamica [41] per poi misurare successivamente le sollecitazioni interne sul rivestimento durante lo scuotimento.

In particolare quindi, a partire da questo modello ed analizzando separatamente il comportamento in sezione trasversale e in direzione longitudinale, i due Autori hanno fornito delle interessanti considerazioni che verranno di seguito illustrate nel dettaglio.

3.4.1.1 Direzione trasversale

Per quanto riguarda l'analisi in direzione trasversale all'asse della galleria, si può notare come grazie alle analisi dinamiche complete, è possibile considerare gli effetti di due aspetti fondamentali della progettazione, ovvero l'influenza sulle sollecitazioni data dalle condizioni precedenti al sisma e l'influenza dovuta al tipo di rivestimento, in funzione del fatto che esso sia continuo o segmentato.

1. Influenza delle condizioni precedenti al sisma

In questo caso l'analisi del modello è stata effettuata in maniera tale da tenere in considerazione dell'influenza sul problema della condizione in cui si trova la galleria prima del sisma, assumendo come stato tensio-deformativo quello di fine costruzione.

In particolare, sono state presi in considerazione due casistiche, ovvero quella in cui lo scavo viene modellato attraverso le sue diverse fasi (consolidamento, scavo ed inserimento del rinforzo) e quella cosiddetta "wished-in place" in cui si parte direttamente dalla presenza dell'opera senza aver considerato le varie fasi costruttive. Per entrambe le situazioni, sono stati valutati gli andamenti, nella sezione di riferimento, del momento flettente e dello sforzo normale, sul rivestimento di una galleria circolare, sia prima che dopo l'evento sismico (Figura 3.4.1).

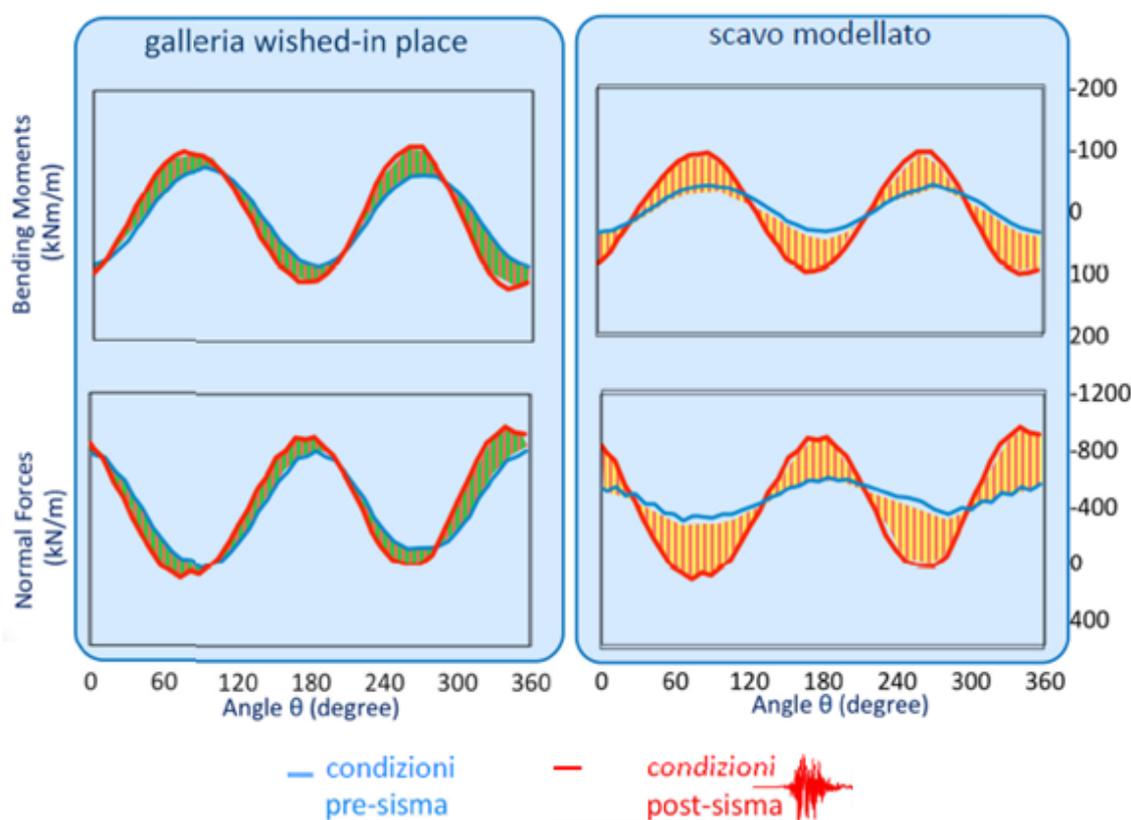


Figura 3.4.1: Sollecitazioni sul rivestimento pre e post sisma per i due diversi casi [39]

Per quanto riguarda i valori pre-sisma, come ci si aspettava il rilascio tensionale dovuto allo scavo produce nel rivestimento della galleria momenti flettenti e sforzi normali più bassi rispetto al caso in cui lo scavo non è stato modellato. Tali differenze si riducono per quanto riguarda gli andamenti post-sisma e ciò implica che le variazioni permanenti delle caratteristiche di sollecitazioni dipendono dalle condizioni precedenti l'evento sismico.

Inoltre, in tutte le analisi eseguite sono stati calcolati gli incrementi delle caratteristiche della sollecitazione nel rivestimento al termine dell'evento sismico, mostrando come in alcuni casi si raggiungano valori fino al 30% dell'incremento di picco calcolato durante il sisma. Ovviamente, vale la pena notare che un terremoto può colpire una galleria diversi anni dopo la costruzione e che quindi si possono presentare condizioni "pre-sisma" diverse da quelle analizzate.

2. Influenza del rivestimento segmentato

Lo scavo meccanizzato di una galleria è di solito associato all'uso di un tipo di rivestimento, costituito da conci in calcestruzzo prefabbricato, che deve resistere ai carichi esterni. Per effetto della segmentazione, le sollecitazioni statiche agenti su questa tipologia di rivestimento sono di solito inferiori rispetto a quelle di un rivestimento continuo dello stesso spessore, poiché la sua rigidità, flessionale e assiale, è più bassa.

Utilizzando lo stesso modello tridimensionale, precedentemente citato, *Bilotta e Fabozzi* hanno condotto un'analisi dinamica completa, per provare a vedere se le considerazioni fatte nel caso statico siano valide anche per gli incrementi di sollecitazione indotti dal sisma. Nella Figura 3.4.2 sono quindi riportati gli andamenti di momento flettente e dello sforzo normale nella sezione trasversale di riferimento del rivestimento, sia in uno di tipo continuo che in uno segmentato.

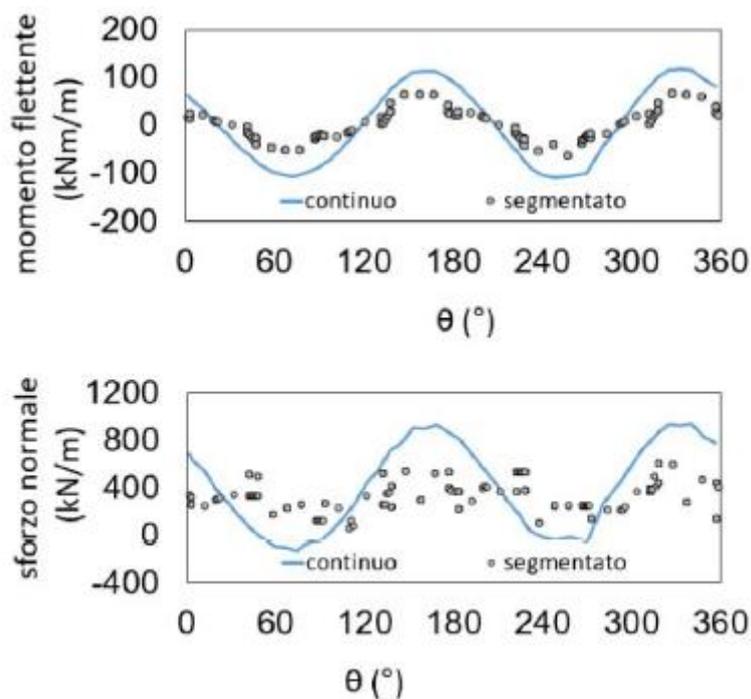


Figura 3.4.2: Sollecitazioni nelle due diverse tipologie di rivestimento [40]

Considerando gli andamenti proposti quindi, i due Autori hanno dimostrato che anche per le sollecitazioni dinamiche, quelle agenti su un rivestimento segmentato sono inferiori rispetto ad un rivestimento continuo avente lo stesso spessore, per i medesimi motivi visti prima. Dall'altro canto però, in un rivestimento segmentato al fine dell'evento permangono delle rotazioni relative tra i vari conci, che indicano una possibile vulnerabilità del rivestimento in corrispondenza dei giunti, dove le guarnizioni in gomma potrebbero risultare dislocate. Questo aspetto rappresenta un fattore rilevante, soprattutto nel caso di terreni altamente permeabili in cui un'eccessiva rotazione dei giunti potrebbe causare una perdita di tenuta all'acqua.

3.4.1.2 Direzione longitudinale

In questo caso *Bilotta e Fabozzi* [40] hanno realizzato un modello 3D per studiare la risposta sismica in direzione longitudinale, con lo scopo di trovare gli incrementi delle caratteristiche di sollecitazione in tale direzione. In particolare, essi hanno voluto valutare l'influenza causata dal fatto di sottoporre il modello ad una sollecitazione dinamica sincrona o asincrona. Per simulare quest'ultimo caso, è necessario realizzare un modello tridimensionale, in cui l'interfaccia Soil-Bedrock è divisa in un numero definito di superfici, ad ognuna delle quali è applicata la stessa storia accelerometrica sfalsata con un ritardo temporale (Figura 3.4.3), denominato Time Lag (T_L) e valutato come rapporto tra la lunghezza del modello e la velocità delle onde di taglio della superficie rigida.

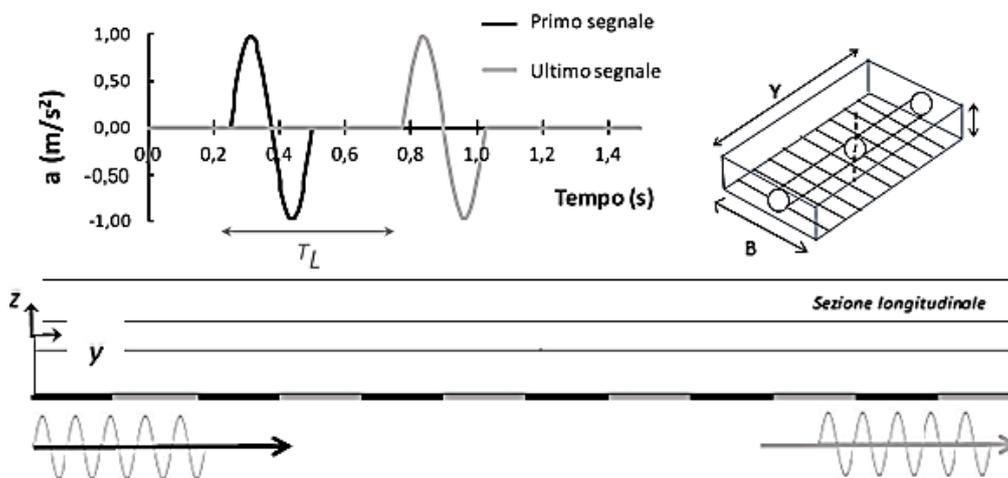


Figura 3.4.3: Input sismico asincrono [40]

In questo modo i punti lungo la sezione longitudinale saranno interessati dal passaggio del sisma in tempi diversi e ciò fa sì che ogni punto della sezione longitudinale del tunnel si deformi in un tempo differente, causando quindi uno spostamento differenziale. Attraverso una storia accelerometrica asincrona quindi, è possibile simulare la propagazione del sisma poiché se si inserisce una storia accelerometrica sincrona, dove l'input sismico viene applicato uniformemente all'intera superficie di base, ogni punto del terreno, e quindi del tunnel, subisce la stessa accelerazione allo stesso istante di tempo e di conseguenza si avranno degli spostamenti rigidi del tunnel, senza nessun incremento delle caratteristiche di sollecitazione. Inoltre analizzando l'andamento delle sollecitazioni nel caso di moto asincrono, i due Autori hanno evidenziato come ci sia un aumento delle caratteristiche di sollecitazione nella sezione trasversale N_x ed M_y e la nascita di altri tipi di sollecitazione (descritti precedentemente in Figura 3.3.19), assenti nel caso di moto sincrono.

Attraverso il modello tridimensionale inoltre essi hanno dimostrato anche, che le soluzioni delle sollecitazioni sono influenzate anche dall'angolo di incidenza della direzione onde di propagazione rispetto all'asse della galleria e dalla presenza di un contatto stratigrafico a forte contrasto di impedenza. In particolare in quest'ultimo caso i risultati delle analisi mostrano un aumento delle sollecitazioni nel rivestimento fino al 50% in più rispetto alle condizioni di sottosuolo omogeneo.

3.4.2 Problematiche relative alle analisi dinamiche complete

Una volta evidenziati gli aspetti rilevanti delle analisi dinamiche complete, per eseguire correttamente questo tipo di analisi, è importante fare alcune considerazioni relative al modello numerico, in modo da ottenere dei risultati quanto più verosimili possibili.

Rispetto alle analisi statiche o a quelle dinamiche semplificate infatti, il fatto di ricorrere ad analisi dinamiche complete, richiede l'utilizzo di alcuni accorgimenti sul modello, dovuti al fatto che in questo caso, esso sarà soggetto ad una storia di accelerazione temporale

3.4.2.1 Condizioni al contorno

Per l'analisi statica effettuata attraverso un modello numerico, la condizione di vincolo usuale è quella di porre delle cerniere sulla base inferiore del modello e dei carrelli ai lati, come meglio descritto nel paragrafo 2.3.1. Utilizzare solamente queste condizioni anche per un'analisi dinamica, porterebbe ad un grosso errore, causato dall'effetto di riflessione delle onde sismiche da parte dei bordi esterni del modello. Infatti nella realtà, l'energia delle onde non è intrappolata nel terreno ed una volta riflessa riesce a passare ed ad "andare via". Viceversa nel calcolo numerico, essa una volta riflessa, tornerebbe indietro non appena arrivata ai bordi del modello. Per prevenire questo problema, quando si effettua un'analisi dinamica completa, bisogna inserire ai lati del nostro modello delle condizioni al contorno viscosi, attraverso dei contorni assorbenti [4].

Essi possono essere calibrati grazie al metodo proposto da Lysmer e Wass [42], che hanno fornito delle formulazioni che permettono di valutare i valori di smorzamento dei contorni viscosi, sia per le onde di pura compressione (P) che per le onde di taglio (S), a partire dai parametri meccanici del terreno (61):

$$C_P = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda+2G}{9.81 \cdot W}} \quad C_S = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{9.81 \cdot W}} \quad (61)$$

in cui W è il peso specifico del terreno, A è l'area della sezione trasversale, mentre G e λ rappresentano rispettivamente il modulo di taglio ed il modulo di elasticità volumetrica del terreno e sono esprimibili attraverso le altre due costanti di Lamè, ovvero il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson. All'interno del software GTS NX è possibile schematizzare i contorni assorbenti inserendo per ogni tipo di terreno il valore del coefficiente di smorzamento, facendo attenzione ad inserire il valore corretto di C_P o C_S in funzione del lato del modello e della direzione del sisma. In particolare il software richiede tali valori per unità di area, per poi creare dei contorni con differenti proprietà a seconda della loro area di competenza, che varia in funzione del fatto che si tratti di un nodo allo spigolo, al centro o laterale (Figura 3.4.4)

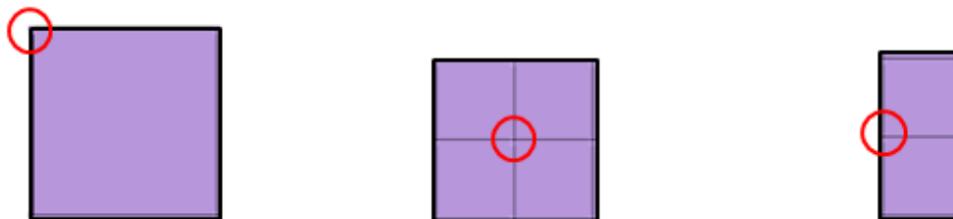


Figura 3.4.4: Diversi tipi di nodi della mesh e rispettiva area di competenza

3.4.2.2 Dimensioni della mesh

Abbiamo visto nel paragrafo 2.3.2, che in condizioni statiche, una buona discretizzazione del modello consiste in una mesh più fitta nei pressi dell'opera o dei punti di interesse, e meno concentrata man mano che ci si allontana da essi, in modo da ridurre l'onere computazionale. In presenza di una storia di accelerazione applicata alla base del modello, la discretizzazione deve rispettare un'altra limitazione sulla dimensione massima della mesh (Figura 3.4.5). Essa infatti risulta adeguata e porta a delle soluzioni corrette solamente se le sue dimensioni sono correlate alla lunghezza d'onda λ delle onde dell'evento sismico. Infatti, se un'onda a piccola lunghezza d'onda interessa elementi di grandi dimensioni, essi non sono in grado di descrivere adeguatamente le variazioni dovute al passaggio dell'onda con relativa perdita di informazioni [4].

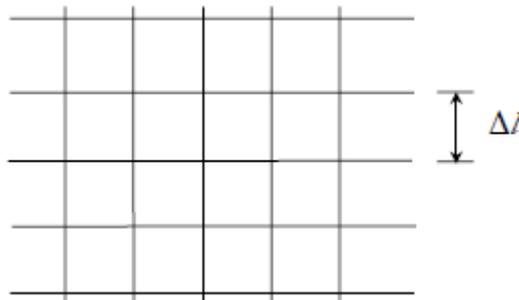


Figura 3.4.5: Dimensione della mesh [4]

Il problema si risolve prendendo in considerazione le formulazioni proposte da Kuhlemeyer e Lysmer [43]. I due autori infatti attraverso degli studi, hanno proposto una correlazione tra la dimensione massima della mesh (Δl) e la lunghezza d'onda (λ)

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad \text{con} \quad \lambda = \frac{V_S}{f} \quad (62)$$

Dove V_S è la velocità delle onde di taglio ed f è la frequenza del sisma. Sapendo che in caso di diverse stratigrafie, possiamo avere valori differenti sia delle velocità delle onde di taglio che delle frequenze, si ragiona considerando la situazione maggiormente limitante, ovvero prendendo la velocità minima e la frequenza massima (63)

$$\Delta l \leq \frac{V_{S,min}}{10 \cdot f_{max}} \quad (63)$$

Nel caso in cui da questa relazione si ottenga una dimensione della mesh troppo piccola, tale da comportare elevati tempi computazionali, possiamo sfruttare il fatto che generalmente per i terreni le frequenze alte sono poco importanti, limitandoci ad un valore di f_{max} pari a 10 Hz. Per far ciò però bisogna applicare un filtro al segnale, in modo tale da rimuovere tale componente. All'interno di questo elaborato, tale operazione è stata effettuata attraverso la funzione "Filtering" presente nel programma Seismosignal.

3.4.2.3 Input sismico

Nei paragrafi precedenti è stato evidenziato come nel caso di un'analisi dinamica semplificata, l'input sismico viene descritto attraverso la scelta di un unico parametro di scuotimento, che generalmente è rappresentato dall'accelerazione di picco al suolo. Tramite esso si calcola poi la massima deformazione di taglio e quindi lo spostamento da imporre al modello numerico. Nel caso di un'analisi dinamica completa invece, il modello sarà soggetto ad un'intera storia temporale che generalmente riguarda le accelerazioni, ma che può essere rappresentata anche dalle velocità o dagli spostamenti, essendo queste tre grandezze legate da una semplice operazione di integrazione numerica. Per scegliere l'accelerogramma di riferimento, bisogna però prima considerare i valori di alcuni parametri e le tipologie di meccanismi, che hanno caratterizzato gli eventi precedenti che hanno interessato la zona in esame, in modo da poter effettuare una ricerca "Waveform" basata sulle caratteristiche relative alla forma d'onda.

Partendo dalle stesse considerazioni fatte nel paragrafo 3.3.1.1 e seguendo quindi le indicazioni fornite dalla normativa si ricavano, dalle mappe di pericolosità sismica, sia il valore di accelerazione di picco al suolo (a_g), ma anche i range di magnitudo (M) e distanza epicentrale (R) caratteristici della zona in cui verrà costruita l'opera. Inoltre attraverso la mappa ZS9 (Figura 3.4.6), in cui l'INGV ha suddiviso il territorio italiano in diverse zone sismogenetiche, è possibile ricavare il meccanismo di fagliazione (normale, trascorrente o inverso) ed il range di profondità ipocentrale dell'evento.

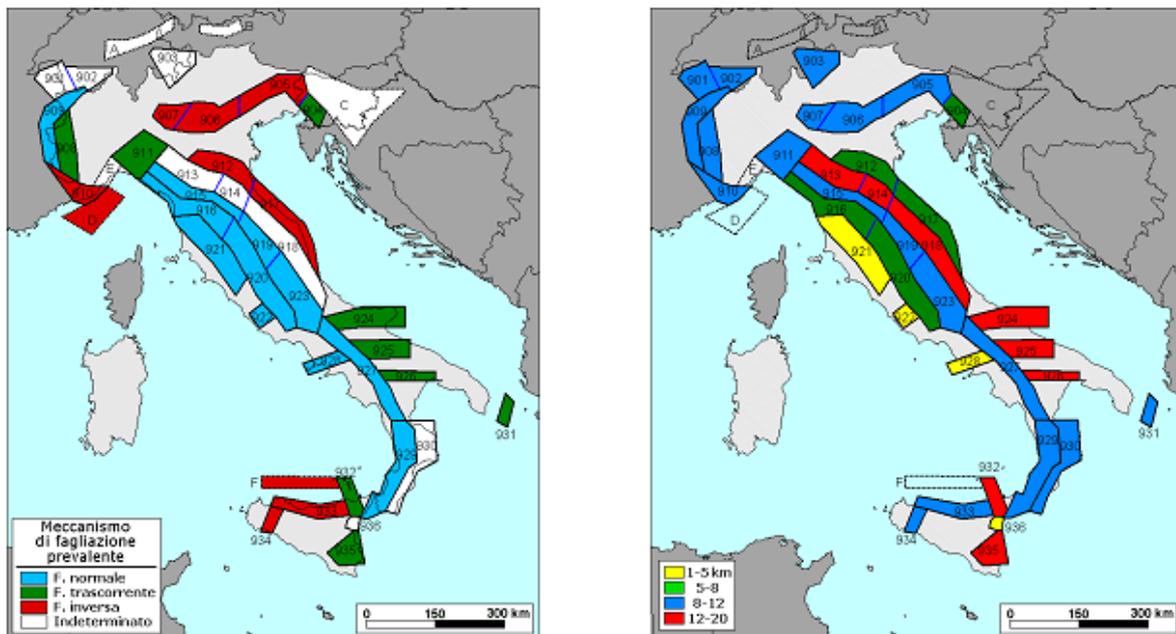


Figura 3.4.6: Mappa ZS9 dell'INGV

Le informazioni raccolte, rappresentano i requisiti principali per la scelta degli accelerogrammi di progetto, che provengono da database nazionali ed internazionali che hanno raccolto numerosi eventi sismici del passato. In particolare, nel presente elaborato si è scelto di utilizzare il database nazionale ITACA (<http://itaca.mi.ingv.it>) in maniera tale da individuare gli eventi con le caratteristiche più simili possibili a quelli che hanno interessato in passato il sito in esame. Bisogna notare come ciò non implichi una vicinanza geografica degli eventi, ma solamente una somiglianza dei parametri impostati.

3.4.3 Analisi eigenvalues

Nelle analisi dinamiche complete, il terreno viene considerato come un sistema a più gradi di libertà (MDOF) risolto nel dominio del tempo. Le soluzioni, riguardanti gli spostamenti o le sollecitazioni delle parti strutturali dell'opera, vengono quindi calcolate considerando l'equazione di equilibrio dinamico in un tempo arbitrario, definita a partire dalle caratteristiche dinamiche del sistema e dalla forzante sismica a cui esso è sottoposto:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (64)$$

In cui $[M]$, $[C]$ e $[K]$ sono rispettivamente le matrici di massa, smorzamento e rigidezza del sistema, $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ e $\{u\}$ rappresentano il vettore delle accelerazioni, delle velocità e degli spostamenti ed $\{F(t)\}$ è la forzante, che nel nostro caso sarà rappresentata dalla forza di inerzia data dalla massa per l'accelerogramma di progetto.

In questa tipologia di analisi quindi, un ruolo importante è svolto dalle caratteristiche di smorzamento del terreno. In particolare, al fine di disaccoppiare il sistema MDOF ad n gradi di libertà, in n sistemi SDOF ad un grado di libertà, in maniera tale da rendere lineare la soluzione del problema, bisogna riferirsi ad una matrice di smorzamento $[C]$ diagonale. Per far ciò, esistono diversi metodi, ma nel presente elaborato, si farà riferimento alle espressioni proposte da Rayleigh nel 1945 [44]. Egli infatti formulò una forma semplificata della matrice di smorzamento data dalla combinazione lineare delle matrici di massa e rigidezza, che essendo due matrici diagonalizzabili, ne restituiscono una terza con le stessa caratteristica:

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K] \quad (65)$$

Dove α e β sono due costanti che devono essere determinate per ogni specifico caso. Infatti, senza entrare nei dettagli della procedura di diagonalizzazione, per ogni i -esimo grado di libertà, lo smorzamento relativo ξ_i può essere espresso in funzione della pulsazione ω_i , attraverso queste due costanti [45] (66):

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \omega_i \quad (66)$$

in cui:

$$\xi_i = \frac{c}{2\omega_i m} \quad \omega_i = 2 \cdot \pi \cdot f_i \quad (67)$$

Dove c rappresenta lo smorzamento, mentre m e f sono la massa e la frequenza dell' i -esimo grado di libertà o modo di vibrare. A partire da queste due equazioni è possibile determinare il valore di α e β , ma per far ciò bisogna considerare almeno due modi di vibrare ed i rispettivi valori di pulsazione e smorzamento relativo. In particolare nel caso dei terreni, quest'ultimo viene posto quasi sempre pari a 0.05. Per quanto riguarda la pulsazione invece, bisogna individuare i due modi principali e le relative frequenze. In realtà si potrebbero considerare tutti i modi di vibrare del sistema e determinare i due coefficienti attraverso il metodo dei minimi quadrati. Nella pratica si preferisce però fare riferimento ai due modi aventi una

maggiore percentuale di massa partecipante, in modo da tarare i due coefficienti per i modi di vibrare più importanti che interessano il nostro sistema (Figura 3.4.7)

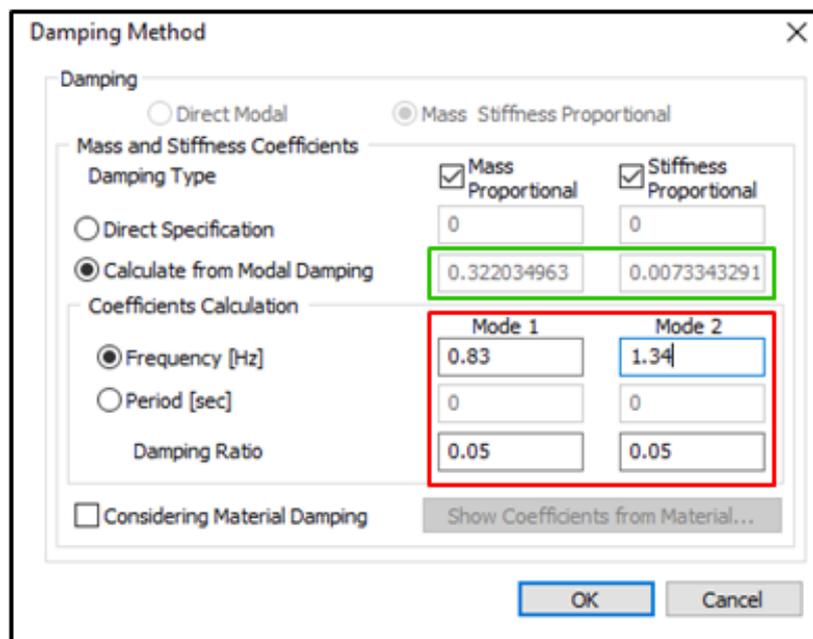


Figura 3.4.7: Calcolo dei coefficienti alfa e beta

Per far ciò, il software GTS NX permette di eseguire un'analisi eigenvalues, che restituisce un numero di modi di vibrare da noi definiti e per ognuno di essi indica la frequenza e la percentuale di massa partecipante per gli spostamenti e le rotazioni nelle diverse direzioni. Prima di poter effettuare tale tipo di analisi, bisogna però inserire ai bordi del modello delle molle elastiche, caratterizzate da un modulo di reazione verticale k_v ed orizzontale k_h , tarati attraverso delle formulazioni presenti nel manuale del software [46] (68):

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-\frac{3}{4}} \quad k_h = k_{h0} \cdot \left(\frac{B_h}{30}\right)^{-\frac{3}{4}} \quad (68)$$

Dove:

$$k_{v0} = k_{h0} = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E ; \quad B_v = \sqrt{A_v} ; \quad B_h = \sqrt{A_h} \quad (69)$$

Nelle precedenti equazioni, k_{v0} e k_{h0} rappresentano il modulo di reazione verticale e orizzontale per unità di area, E è il modulo elastico del terreno, α è un coefficiente che dipende dal metodo o dalla prova con cui viene misurato il modulo elastico, mentre A_v ed A_h sono le aree dei diversi strati di terreno del modello. In realtà nelle ultime versioni del programma, basta inserire semplicemente il valore del coefficiente α ed esso automaticamente genera delle proprietà in funzione dello strato di terreno selezionato, in funzione delle sue caratteristiche meccaniche e della sua area.

A questo punto è possibile eseguire l'analisi eigenvalue, in modo da individuare i modi aventi maggiore massa partecipante e le rispettive frequenze, da inserire nel software, come mostrato in Figura 3.4.7. Questo passaggio permette di definire i coefficienti delle matrici di smorzamento, che servirà per la risoluzione del problema dinamico.

4 Caso studio

4.1 Generalità

Il caso studio analizzato nella presente tesi riguarda una galleria naturale a doppio binario, lunga oltre 4Km situata nel comune di Maddaloni, in provincia di Caserta. L'opera verrà scavata con il metodo tradizionale e presenta le zone di massima copertura (circa 306 metri) nella tratta centrale, mentre agli imbocchi si registrano le coperture minime (Figura 2.4.1).

In particolare, vista la grande estensione longitudinale dell'opera, tra le varie sezioni tipo individuate durante le fasi progettuali, si è scelto di analizzare quella che attraversa un tratto di terreno di natura argillosa, con una copertura di circa 70 metri (Figura 2.4.2). Essa è una sezione cilindrica, con un raggio di circa 6 metri, che prevede interventi di preconsolidamento del fronte e del contorno dello scavo, di cui gli elementi tipici che la caratterizzano sono stati già descritti nel paragrafo 2.4.1.

La sezione sarà analizzata mediante analisi dinamica, adottando i metodi introdotti nei capitoli precedenti, in modo da poterne mettere in evidenza le differenze e per sottolineare le limitazioni e le difficoltà che ogni metodo presenta. L'elaborato si concentra sullo studio del comportamento della sezione trasversale, valutato attraverso una modellazione sia bidimensionale che tridimensionale, a cui saranno applicati i metodi di analisi dinamica semplificati e completi. Saranno effettuate le seguenti analisi:

- *Analisi dinamica semplificata di un modello 2D*
- *Analisi dinamica completa di un modello 2D*
- *Analisi dinamica semplificata di un modello 3D*
- *Analisi dinamica completa di un modello 3D*

Rispetto all'analisi statica, tramite cui è stato validato il modello numerico tridimensionale, si è scelto di non considerare nella modellazione gli interventi di consolidazione, in quanto come evidenziato dai casi di letteratura, i danni maggiori si sono verificati nelle opere che non presentavano tale tipo di trattamento. Inoltre, visto che il sisma è un'azione che solitamente agisce sull'opera a fine costruzione, sono state considerate delle condizioni di lungo termine, trascurando quindi l'effetto del rivestimento di prima fase e considerando il terreno in condizioni drenate. Per quanto riguarda questo ultimo aspetto, si è deciso di trascurare del tutto la presenza di eventuali falde, in quanto l'analisi dinamica accoppiata alla presenza dell'acqua e al suo flusso all'interno del terreno, richiede ulteriori studi e considerazioni. Sotto queste ipotesi, quindi, per ogni modello sono state valutate le sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo, sia in calotta che in arco rovescio, evidenziando come le differenti analisi portino a risultati simili in termini di andamento delle sollecitazioni, ma quantitativamente diversi. Successivamente, verrà considerata la presenza di un cambio di litologia lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera. La galleria oggetto di studio, infatti, prima di arrivare al tratto dove sono presenti le argille, si estende in un ammasso roccioso. Considerando una sezione a cavallo dei due mezzi, verranno valutati gli effetti che una variazione di proprietà meccaniche del mezzo attraversato esercita sulla risposta della galleria in termini di sollecitazioni nel rivestimento. In particolare, per provare a mettere in evidenza eventuali differenze nelle soluzioni, sono state effettuate sia l'analisi dinamica semplificata che quella completa, su un modello tridimensionale.

4.2 Caratterizzazione dinamica ed input sismico

Prima di effettuare la modellazione ed evidenziare i risultati delle diverse analisi, è interessante capire quali sono le informazioni importanti per tale tipo di progettazione. In particolare, quindi è utile fornire una caratterizzazione dei parametri dinamici del terreno e definire, nei diversi casi, l'azione dinamica dovuta al sisma.

4.2.1 Caratterizzazione dinamica

Nei paragrafi precedenti (2.4.1) è già stata fornita una prima caratterizzazione del terreno, dove in particolare sono stati considerati i valori dei parametri, valutati attraverso delle prove di laboratorio o in situ, utili per l'analisi statica del modello.

Per quanto riguarda le analisi dinamiche, bisogna fornire i valori del modulo di Young (E_{din}) e del modulo di taglio (G_{din}) dinamici, che variano da quelli statici per via del diverso comportamento assunto dal terreno al passaggio del sisma. Per far ciò bisogna quindi valutare la velocità delle onde di taglio del terreno (V_S), in quanto i due moduli meccanici prima descritti, dipendono strettamente da esse, secondo le seguenti relazioni:

$$G_{din} = \frac{\gamma}{g} \cdot V_S^2 \quad (70)$$

$$E_{din} = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_{din} \quad (71)$$

in cui γ rappresenta il peso specifico del terreno, g l'accelerazione di gravità e ν è il coefficiente di Poisson. Per la valutazione della V_S si è fatto riferimento sia ad una formulazione empirica, che correla tale grandezza alle prove di penetrazione dinamica N_{SPT} , ma soprattutto ai risultati delle prove sismiche a rifrazione, che sono state eseguite, lungo il tracciato. In particolare, inizialmente si sono considerate le formulazioni proposte da Ohta e Goto nel 1978 [47], di seguito riportate:

$$V_S^2 = 54.33 \cdot N_{SPT}^{0.171} \cdot \left(\frac{z_w}{0.303}\right)^{0.183} \cdot \alpha \cdot \beta \quad (72)$$

Dove N_{SPT} rappresenta il numero di colpi valutati durante la prova, z_w è la profondità di un eventuale falda, mentre α e β sono due coefficienti correttivi e sono funzione rispettivamente dell'età geologica e della granulometria del deposito. In particolare il primo varia tra 1 e 1.3 mentre il secondo tra 1 e 1.19 e nel caso di argille assume un valore unitario.

I risultati ottenuti, per il tratto argilloso sono riportati in *Tabella 4.2*. Essendo le prove effettuate in diversi tratti lungo l'estensione del tracciato, si è preferito considerare un valore medio dei parametri calcolati.

Tabella 4.2.1: Parametrici dinamici ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche

Sondaggio	Profondità [m]	N _{SPT} [-]	V _s [m/s]	G _{din} [MPa]	E _{din} [MPa]
PNIF51G06	39.6	39	341	231	601
P9	23	59	330	216	563
P9	36.6	62	364	263	685
P22	21.5	53	320	204	529
MEDIA			339	229	594

Per quanto riguarda le prove dinamiche, durante la fase di indagini sono state effettuate tre prove sismiche a rifrazione, da cui sono stati estrapolati gli andamenti e le variazioni delle velocità di onde di taglio con la profondità. Di esse, però, solo in una ci sono indicazioni riguardanti lo strato di argilla (Figura 4.2.1).

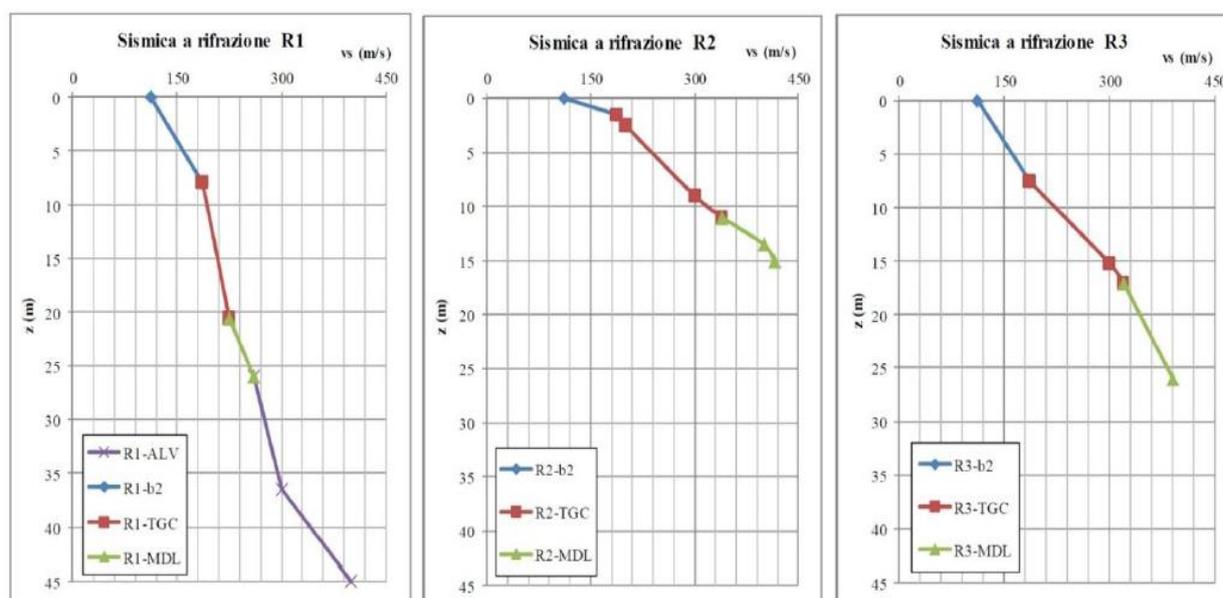


Figura 4.2.1: Prove sismiche a rifrazione

Anche in questo caso si è preferito considerare un valore medio delle V_s, da cui poi attraverso la (70) e la (71), sono stati ricavati i valori del modulo di taglio e del modulo elastico dinamici (Tabella 4.2.2).

Tabella 4.2.2: Parametrici dinamici ottenuti dalla prova sismica a rifrazione

Prova	V _s [m/s]	G _{din} [MPa]	E _{din} [MPa]
R1	320	205	553

Come possiamo notare dai risultati, i valori ottenuti con entrambi i metodi risultano coerenti. Ovviamente però, a differenza delle prove penetrometriche dinamiche, la prova sismica a rifrazione è una prova specifica e mirata alla valutazione della velocità delle onde di taglio, senza l'utilizzo di formulazioni empiriche. Per questo motivo durante le analisi e le modellazioni verranno utilizzati i valori riportati in Tabella 4.2.2

4.2.2 Valutazione dell'input sismico

Per quanto riguarda la valutazione dell'input sismico, abbiamo visto che bisogna fare delle precisazioni a seconda del tipo di analisi. Una cosa comune ad entrambe però, consiste nella valutazione della pericolosità sismica, effettuata grazie alle mappe fornite dall'INGV, sulla base di quanto detto nel paragrafo 3.3.1.1. In particolare, in questo caso come parametro di scuotimento, si farà riferimento al valore della PGA valutata per il 50° percentile.

La vita di riferimento dell'opera oggetto di studio è $V_N=75$ anni mentre la classe d'uso è la III a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_u = 1.5$. A mezzo di queste è possibile calcolare il periodo di riferimento che vale $V_R= 112.5$ anni. Lo stato limite considerato è quello di stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) al quale corrisponde una probabilità di superamento $P_{VR} = 10\%$. A questo punto è possibile calcolare il periodo di ritorno $T_R = 1068$ anni e il suo reciproco, ovvero la frequenza annuale di superamento che è circa $\lambda= 0.001$.

Calcolati questi parametri, a mezzo delle mappe di pericolosità sismica, si può scegliere il punto della griglia in cui ricade il comune di interesse (in questo caso Valle di Maddaloni) e visualizzare la tabella che fornisce i valori di PGA in funzione delle frequenze annuali di superamento e dei percentili (Tabella 4.2.3).

Tabella 4.2.3: Valori della PGA (INGV)

Frequenza annuale di superamento	a_g [g]		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.1992	0.2361	0.2568
0.0010	0.1456	0.1828	0.1913
0.0021	0.1109	0.1443	0.1497
0.0050	0.0763	0.1058	0.1096
0.0071	0.0638	0.0923	0.0954
0.0099	0.0541	0.0808	0.0838
0.0139	0.0450	0.0707	0.0732
0.0200	0.0366	0.0601	0.0626
0.0333	0.0268	0.0483	0.0501

Per tenere in considerazione l'amplificazione stratigrafica si fa riferimento a quanto precedentemente e considerando che, nel caso in esame, in funzione al valore di V_S il terreno è stato classificato di tipo C, il coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta essere $S_S= 1$. Infine, si ricava quindi l'accelerazione massima del sito che risulta essere pari a 0.183g.

Per quanto riguarda la magnitudo (M) e la distanza epicentrale (R) della zona in esame, si fa riferimento ai grafici di disaggregazione della pericolosità sismica, forniti sempre dall'INGV. In questo modo, è possibile valutare il range di valori di entrambe le grandezze, che influiscono maggiormente sulla probabilità di superamento del 10 % e quindi sulla pericolosità sismica, del sito in esame. In particolare, in questo caso si è scelto un valore di M che varia tra 5 e 7 e un valore di R che varia tra i 10 e i 30 chilometri.

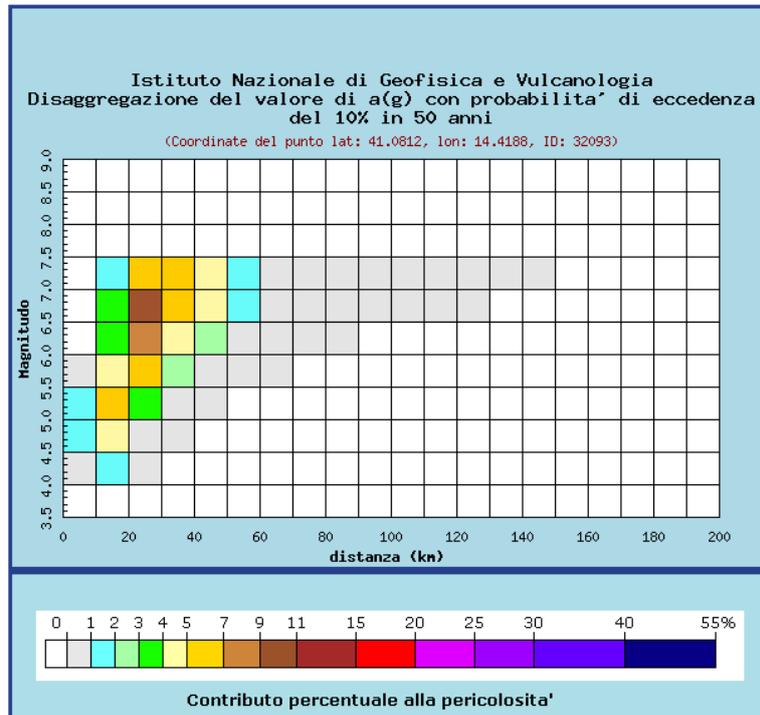


Figura 4.2.2: Disaggregazione della pericolosit 

A questo punto bisogna fare una distinzione tra le due differenti tipologie di analisi, in quanto ognuna di esse parte da una modalit  specifica di definizione dell’input sismico, come evidenziato nei paragrafi precedenti

1. Analisi dinamica semplificata

In questo caso, a partire dal valore di PGA   possibile seguire la procedura vista nel 3.3.1.2 in modo da poter calcolare la massima deformazione di taglio, causata dalle onde sismiche.

Nel caso in esame il tunnel si trova ad una profondit  compresa maggiore di 30 metri, per cui dalla *Tabella 3.3.6*   possibile determinare il coefficiente di deamplificazione C che tiene conto della profondit  e porlo pari a:

$$C = 0.7;$$

In questo modo dalla (17) si pu  ricavare l’accelerazione massima alla profondit  del tunnel:

$$a_{z,max} = 0.128 g$$

Successivamente, a partire dai valori delle velocit  delle onde di taglio, che classificano il tipo di terreno, della magnitudo e della distanza epicentrale, valutati prima, dalla *Tabella 3.3.7*   possibile valutare il valore del rapporto tra l’accelerazione e la velocit  sismica di picco (k), posto pari a 94. Per quanto riguarda il calcolo della peak ground velocity, quindi avremo:

$$V_s = 0.12 \text{ m/s}$$

Infine,   necessario calcolare la deformazione di taglio massima dovuta alle onde di taglio. Riferendosi quindi alla *Figura 3.3.2* , per una valore di $\Phi = 0^\circ$ otteniamo: $\gamma_{max} = 3.75 \cdot 10^{-4}$

2. Analisi dinamica completa

Nel caso di analisi dinamiche complete, l'input sismico è imposto al modello numerico prendendo in considerazione l'intera storia temporale del parametro di scuotimento, che anche in questo caso è rappresentato dall'accelerazione.

Per scegliere quindi gli accelerogrammi di riferimento, bisogna rifarsi alla procedura spiegata nel paragrafo 3.4.2.3, in cui vengono riportati i parametri da individuare in modo da considerare un'azione sismica compatibile con quelle che hanno caratterizzato il sito in esame in passato. In particolare quindi, la ricerca è stata impostata riferendosi ai range di valori riportati in *Tabella 4.2.4*:

Tabella 4.2.4: Parametri per la scelta del sisma

PGA	Magnitudo	Distanza [km]	Faglia	Profondità [km]	Categoria di sottosuolo
128.1-256.2	5-6	10-30	Trascorrente	8-12	A

La selezione dell'input sismico, da normativa richiede solitamente la scelta di 7 accelerogrammi compatibili con lo spettro di normativa (NTC18). In questo caso però, non essendo tale elaborato un progetto vero e proprio, si è preferito fare riferimento ad un solo accelerogramma (Figura 4.2.3) le cui caratteristiche, che rientrano nei range della ricerca, sono riportate in *Tabella 4.2.5*:

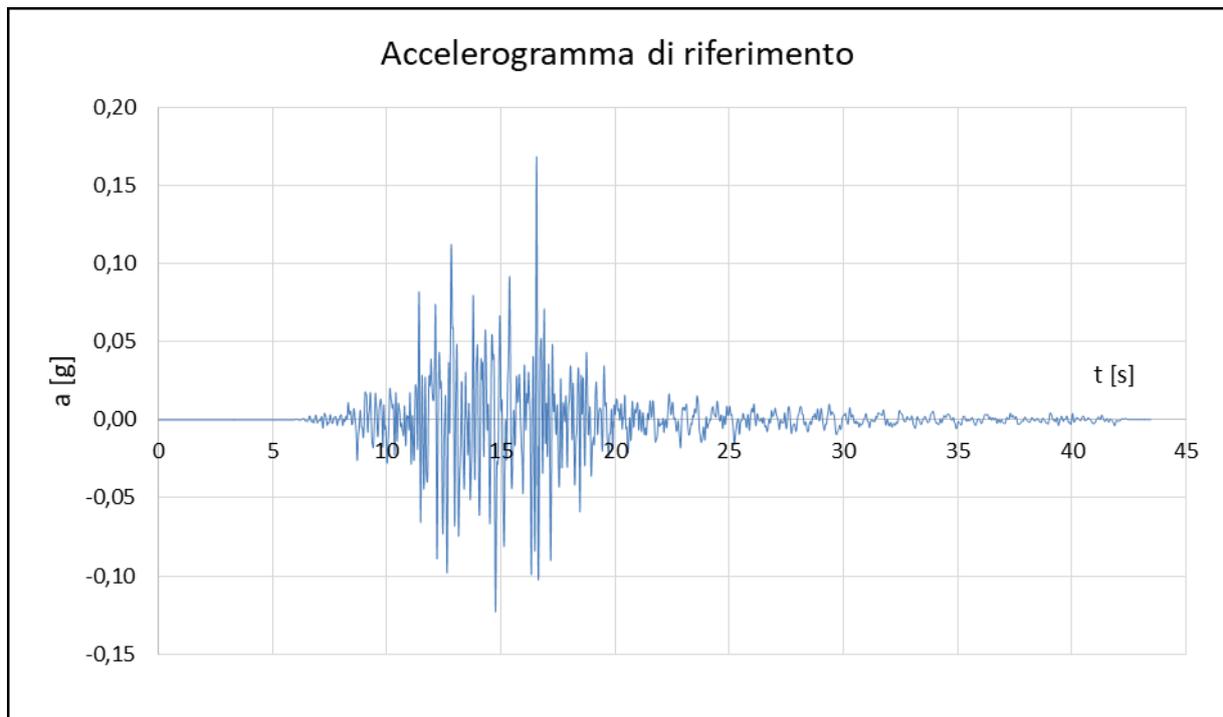


Figura 4.2.3: Accelerogramma di riferimento

Tabella 4.2.5: Parametri del sisma selezionato

PGA	Magnitudo	Distanza [km]	Faglia	Profondità [km]	Categoria di sottosuolo
166.93	5.9	16.2	Normale	7	A

4.3 Modelli numerici

Dopo aver puntualizzato alcuni aspetti riguardanti la caratterizzazione sismica del mezzo e la sollecitazione dinamica dovuta al terremoto, è possibile creare i diversi modelli numerici della sezione oggetto di studio. Tutte le analisi sono state svolte considerando dei modelli, che rispettano le indicazioni fornite nel capitolo 2, riguardanti le dimensioni e la discretizzazione del dominio ed in nessuna di esse è stata modellata l'interfaccia terreno-struttura, considerando quindi una situazione di no-slip.

Il terreno è stato modellato considerando un comportamento elastico lineare aventi le proprietà ricavate dalla caratterizzazione dinamica, mentre per quanto riguarda le caratteristiche del rivestimento definitivo sono state considerate le stesse viste per l'analisi statica, con uno spessore di 1 metro per l'arco rovescio e 0.9 metri per la calotta. In *Tabella 4.3.1* si riportano quindi valori dei moduli elastici e dei moduli di taglio, utilizzati nella modellazione.

Tabella 4.3.1: Parametri dinamici utilizzati nella modellazione

	E [MPa]	G [MPa]	γ [kN/m ³]	ν [-]
Argilla	553	205	20	0.35
Rivestimento definitivo	29961	12483	25	0.2

4.3.1 Analisi dinamica semplificata 2D

Nell'analisi dinamica semplificata bidimensionale, rispetto ai modelli già visti, variano le condizioni al contorno, in quanto ai bordi laterali non è applicata nessuna condizione di vincolo, mentre al bordo superiore ed inferiore è stato imposto un vincolo in direzione verticale. L'input dinamico è stato quindi simulato a mezzo della deformazione massima γ_{max} e per applicarla al modello numerico è possibile considerare uno spostamento a farfalla ai lati del modello che permetta di indurre una deformazione di taglio puro nel terreno. In particolare, in questo caso è stata scelta un'altezza del modello pari a 120 metri ed attraverso la (44) è stato calcolato uno spostamento da imporre pari a 0.024 metri (Figura 4.3.1)

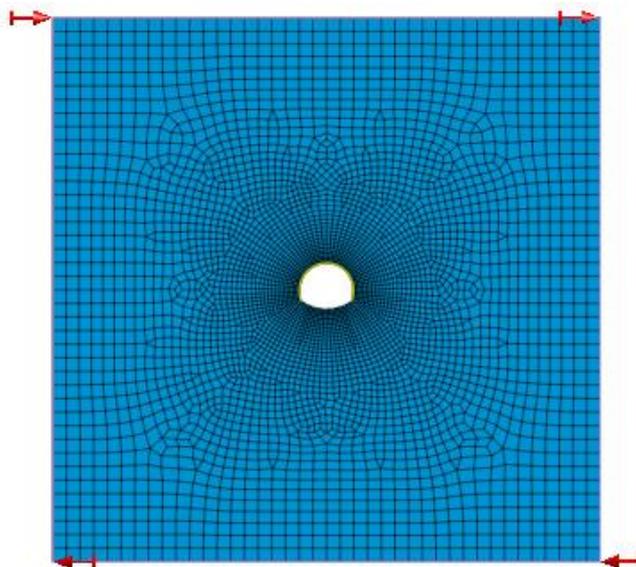


Figura 4.3.1: Modello per l'analisi dinamica semplificata 2D

Dall'analisi di questo modello otteniamo quindi gli spostamenti del terreno e la deformazione della nostra sezione, che subisce la classica ovalizzazione trasversale (Figura 4.3.2)

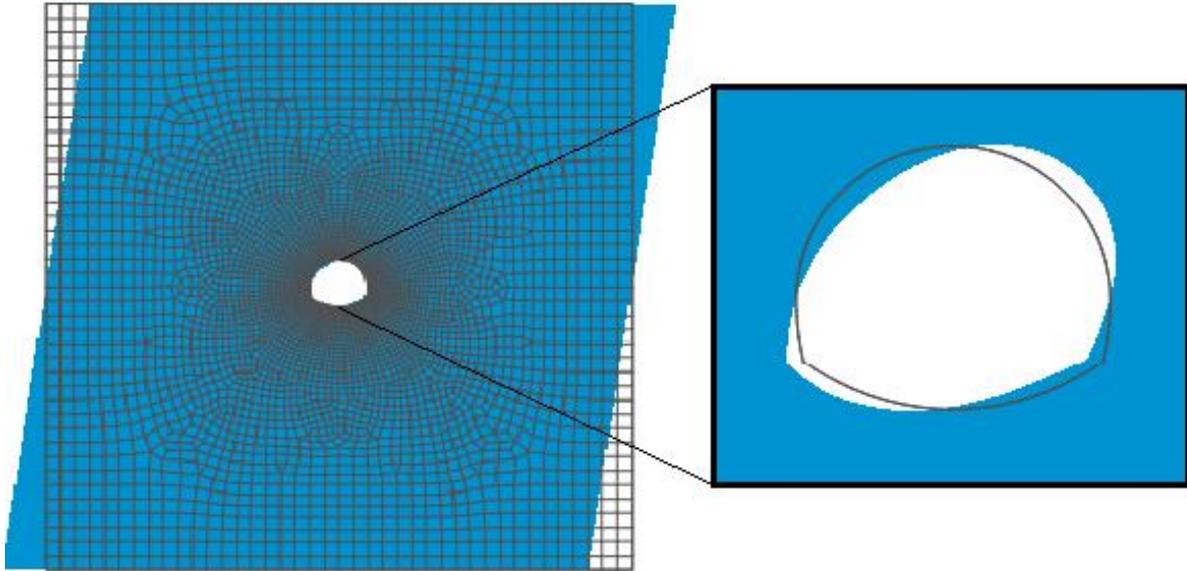


Figura 4.3.2: Ovalizzazione trasversale

In Figura 4.3.3 vengono invece riportati gli andamenti delle sollecitazioni che nascono nei rivestimenti definitivi della struttura a causa del sisma:

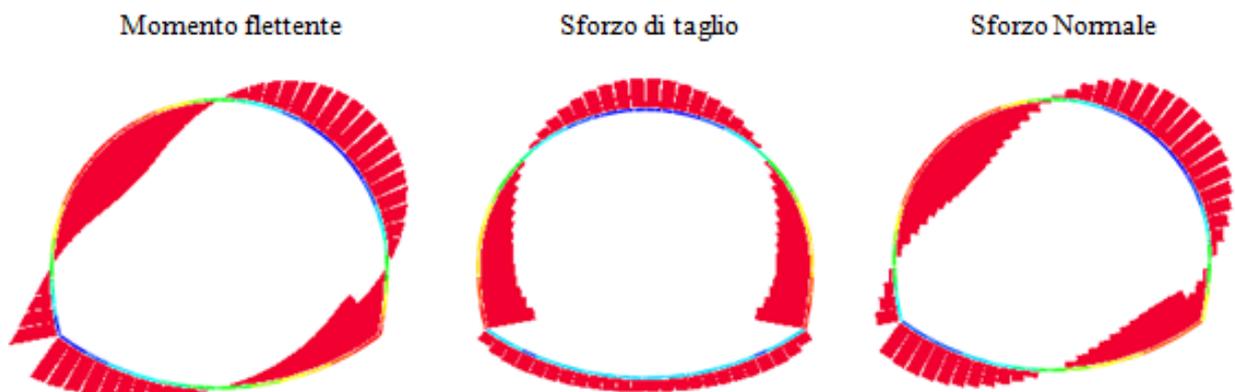


Figura 4.3.3: Sollecitazioni causate dal sisma

Bisogna ricordare, che in questo tipo di analisi si deve trascurare il peso del terreno e che quindi le sollecitazioni che vediamo riguardano solo l'effetto del carico dinamico. In *Tabella 4.3.2*, vengono riportati i valori massimi e minimi per tutte e tre le caratteristiche di sollecitazione.

Tabella 4.3.2: Valori massimi e minimi delle sollecitazioni

	Max	Min
M [kNm]	472.6	-472.6
V [kN]	152	-231
N [kN]	594	-594

4.3.2 Analisi dinamica completa 2D

Per quanto riguarda l'analisi dinamica completa, essa verrà effettuata attraverso il software agli elementi finiti Midas GTS NX, considerando lo stesso modello di Figura 4.3.1, senza ovviamente applicare gli spostamenti a farfalla.

Il primo passo da fare è quello di andare a trovare i due modi di vibrare più importanti del nostro modello, in modo da tarare i coefficienti, utili per la determinazione della matrice di smorzamento con il metodo alla Rayleigh. Per far ciò quindi, bisogna effettuare una analisi eigenvalues, che permetterà di valutare i modi di vibrare e le rispettive frequenze. Per questo tipo di analisi, il modello non è stato più considerato privo di peso, come è stato fatto nel caso precedente e non è stata applicata nessuna condizione di vincolo, in quanto al momento non vi è nessun carico applicato. Allo stesso tempo però bisogna inserire ai bordi esterni e inferiore del modello delle molle elastiche, tarate attraverso le formulazioni viste nel paragrafo 3.4.3, che in realtà sono già automaticamente implementate nel software. Analizzando quindi i primi 15 modi di vibrare della struttura, l'analisi ha fornito i risultati, riportati in Figura 4.3.4

Percentuale di massa partecipante				Analisi Eigenvalues				
MODE NUMBER	T1	T2	T3	MODE NUMBER	EIGENVALUE	RADIANS	CYCLES	PERIOD
1	0.00%	83.15%	0.00%	1	6.948054e+001	8.335499e+000	1.326636e+000	7.537863e-001
2	5.37%	0.00%	0.00%	2	6.997760e+001	8.365261e+000	1.331373e+000	7.511043e-001
3	26.73%	0.00%	0.00%	3	1.940465e+002	1.393006e+001	2.217037e+000	4.510525e-001
4	0.00%	0.01%	0.00%	4	2.400603e+002	1.549388e+001	2.465928e+000	4.055268e-001
5	47.24%	0.00%	0.00%	5	2.938899e+002	1.714322e+001	2.728428e+000	3.665114e-001
6	4.41%	0.00%	0.00%	6	3.840369e+002	1.959686e+001	3.118937e+000	3.206221e-001
7	0.00%	0.03%	0.00%	7	4.071235e+002	2.017730e+001	3.211317e+000	3.113987e-001
8	0.03%	0.00%	0.00%	8	5.315116e+002	2.305454e+001	3.669243e+000	2.725358e-001
9	0.00%	9.10%	0.00%	9	6.242935e+002	2.498587e+001	3.976624e+000	2.514696e-001
10	0.08%	0.00%	0.00%	10	6.589767e+002	2.567054e+001	4.085593e+000	2.447625e-001
11	0.00%	0.03%	0.00%	11	6.634629e+002	2.575777e+001	4.099477e+000	2.439336e-001
12	0.16%	0.00%	0.00%	12	7.223264e+002	2.687613e+001	4.277469e+000	2.337831e-001
13	1.07%	0.00%	0.00%	13	8.817551e+002	2.969436e+001	4.726004e+000	2.115953e-001
14	0.00%	0.00%	0.00%	14	9.405147e+002	3.066781e+001	4.880934e+000	2.048788e-001
15	0.00%	0.00%	0.00%	15	9.485573e+002	3.079866e+001	4.901759e+000	2.040084e-001

Figura 4.3.4: Risultati dell'analisi eigenvalues

Si può notare quindi che i due modi di vibrare a cui corrisponde una maggiore percentuale di massa partecipante nella direzione in cui sarà imposto il sisma, sono il 3 ed il 5 a cui corrispondono due valori di frequenza, rispettivamente pari a:

$$f_3 = 2.217 \text{ cicli/s} \quad f_5 = 2.728 \text{ cicli/s}$$

Dalle formulazioni viste nel paragrafo 3.4.3 e considerando un valore di ξ pari a 0.05 otteniamo quindi i seguenti valori dei coefficienti ricercati:

$$\alpha = 0.768 \quad \beta = 0.0032$$

Fatto ciò, possiamo quindi passare all'analisi dinamica vera e propria. In particolare a questo punto per procedere correttamente bisogna fare solamente due accorgimenti al modello. Il primo consiste nell'imporre il carico sismico, non più attraverso gli spostamenti a farfalla, ma considerando direttamente la storia di accelerazioni di Figura 4.2.3.

La seconda riguarda invece le condizioni al contorno del modello. Per quanto riguarda le condizioni statiche, sono stati inseriti ai lati del modello dei vincoli in direzione verticale, mentre la base inferiore è stata vincolata in entrambe le direzioni. Dal punto di vista dinamico invece, a partire dai parametri meccanici del terreno e dalle formulazioni viste nel paragrafo 3.4.2.1, sono stati tarati i vincoli viscosi, ottenendo i seguenti valori:

$$C_P = 1345.15 \frac{kN \cdot s}{m^3} \qquad C_S = 646.19 \frac{kN \cdot s}{m^3}$$

Dall'analisi di questo modello otteniamo quindi gli spostamenti del terreno e la deformazione della nostra sezione (Figura 4.3.5)

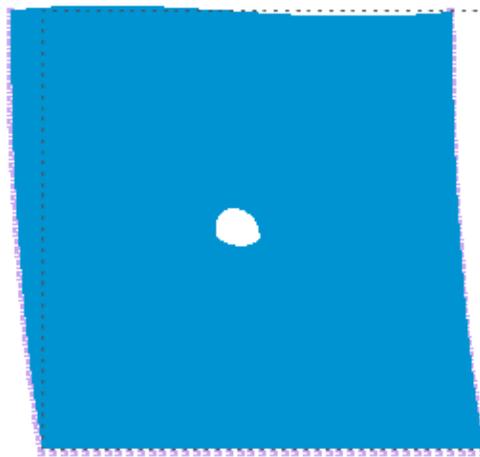


Figura 4.3.5: Deformata dell'analisi dinamica completa

In Figura 4.3.6 vengono invece riportati gli andamenti delle sollecitazioni che nascono nei rivestimenti definitivi della struttura a causa del sisma



Figura 4.3.6: Sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica completa

Possiamo già notare come gli andamenti siano gli stessi di quelli ottenuti attraverso l'analisi dinamica semplificata 2D, ma i valori massimi e minimi delle sollecitazioni, riportati in Tabella 4.3.3, siano circa la metà di quelli del caso precedente, dimostrando come l'analisi dinamica semplificata sia maggiormente conservativa rispetto a quella completa.

Tabella 4.3.3: Valori massimi e minimi delle sollecitazioni

	Max	Min
M [kNm]	217.3	-217.3
V [kN]	68.2	-109
N [kN]	254.77	-254.77

4.3.3 Analisi dinamica semplificata 3D

Per questo tipo di analisi, sono stati ripetuti gli stessi identici passaggi effettuati nel caso dell'analisi dinamica semplificata 2D, con la sola differenza di aver considerato un modello tridimensionale (Figura 4.3.7), che ha quindi comportato il fatto di vincolare la base inferiore e superiore del modello anche in direzione longitudinale all'asse della galleria.

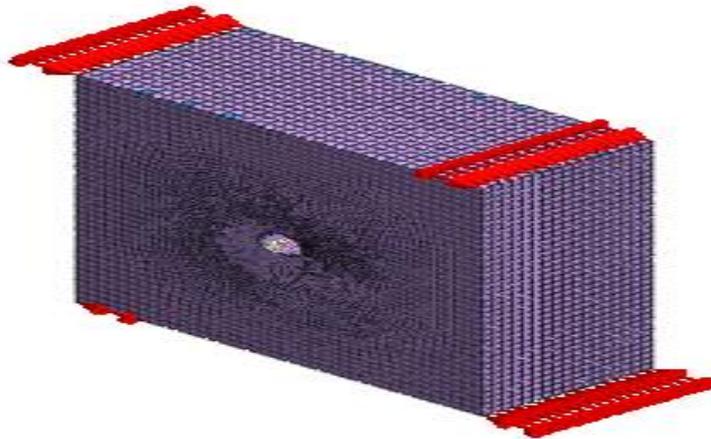


Figura 4.3.7: Modello per l'analisi dinamica semplificata 3D

Anche in questo caso è possibile valutare gli spostamenti del terreno e la deformata della galleria, che risulta essere omogenea lungo l'intero sviluppo dell'opera, in quanto non ci sono variazioni di stratigrafia (Figura 4.3.8)

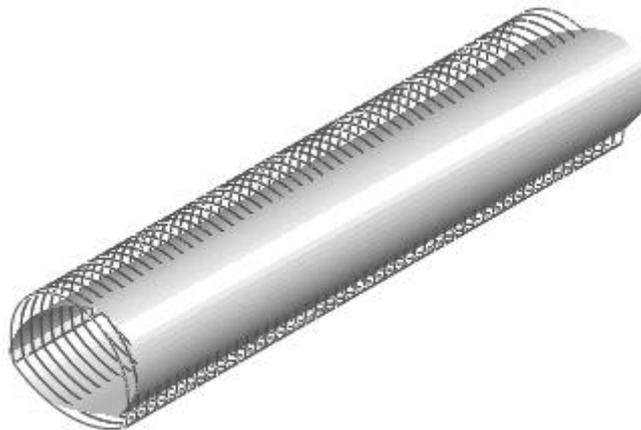


Figura 4.3.8: Deformata della galleria

Ovviamente, anche per l'analisi dinamica semplificata 3D, il sisma in direzione trasversale porta ad una ovalizzazione della sezione, che come già detto è il principale meccanismo di deformazione che caratterizza tali tipi di opere, soggetto ad un evento sismico.

Oltre alla deformata, è interessante evidenziare i risultati ottenuti in termini di sollecitazioni nel rivestimento definitivo. Per far ciò, bisogna considerare una delle tante sezioni del modello ed in particolare, è stata scelta quella che corrisponde esattamente alla mezzeria in direzione longitudinale, in maniera tale da evitare quanto più possibile gli effetti di bordo da entrambi i lati. In Figura 4.3.9 sono quindi riportati i diagrammi di sollecitazioni, relativi alla sezione considerata:



Figura 4.3.9: Sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica completa

Anche in questo caso gli andamenti dei tre diagrammi, sono gli stessi di quelli ottenuti attraverso le analisi precedenti. In *Tabella 4.3.4*, sono riportati quindi i valori massimi e minimi per ognuna delle tre caratteristiche di sollecitazione

Tabella 4.3.4: Valori massimi e minimi delle sollecitazioni

	Max	Min
M [kNm]	524	-524
V [kN]	174	-258
N [kN]	734	-734

Rispetto alle tipologie di analisi già descritte, i valori si avvicinano maggiormente al caso di analisi dinamica semplificata bidimensionale. In realtà, questo risulta essere abbastanza logico in quanto le due tipologie di analisi sono le stesse e si diversificano soltanto dal punto di vista della modellazione. Quanto fatto in questo caso infatti, non è altro che ripetere l'analisi bidimensionale per un numero maggiore di sezioni. Tale aspetto sarà però chiarito meglio in seguito, attraverso dei diagrammi, in cui verranno confrontati gli andamenti delle sollecitazioni sul rivestimento, facendo riferimento alle differenti analisi e modellazioni effettuate.

Dalle considerazioni appena fatte, sembrerebbe quindi inutile valutare l'effetto di un evento sismico su una galleria, attraverso un'analisi dinamica semplificata 3D, in quanto essa porta a soluzioni molto simili di quella bidimensionale, che però ha il vantaggio di avere un minore onere computazionale. In realtà, ciò è vero soltanto nel caso in cui la sezione oggetto di studio, si estende lungo un tratto omogeneo ed avente sempre le stesse caratteristiche meccaniche. Nel caso infatti di un cambio di stratigrafia, lungo l'asse del tracciato, un'analisi tridimensionale permette di valutare degli aspetti che invece andrebbero trascurati, se si analizzasse soltanto il comportamento della singola sezione.

Vedremo però anche, che non è facile riuscire a cogliere per bene questi aspetti, in quanto per schematizzare in modo adeguato quello che sarebbe il reale comportamento dell'opera e del sisma al cambio di stratigrafia, bisognerebbe effettuare una serie di considerazioni sul modello numerico, che necessitano però di informazioni più approfondite.

4.3.4 Analisi dinamica completa 3D

Per quanto riguarda l'analisi dinamica completa tridimensionale, essa verrà effettuata considerando lo stesso modello di Figura 4.3.7, senza ovviamente applicare gli spostamenti a farfalla.

Anche in questo caso, come in tutte le analisi dinamiche complete, il primo passo da fare è quello di andare a trovare i due modi di vibrare più importanti del nostro modello, in modo da tarare i coefficienti, utili per la determinazione della matrice di smorzamento con il metodo alla Rayleigh. Per far ciò quindi, bisogna effettuare una analisi eigenvalues, partendo dalle stesse considerazioni viste nell'analisi dinamica completa 2D.

Analizzando quindi i primi 15 modi di vibrare della struttura, l'analisi ha fornito i risultati, riportati in Figura 4.3.10

Percentuale di massa partecipante				Analisi Eigenvalues				
MODE NUMBER	T1	T2	T3	MODE NUMBER	EIGENVALUE	RADIANS	CYCLES	PERIOD
1	0.00%	0.00%	87.49%	1	5.071929e+001	7.121747e+000	1.133461e+000	8.822536e-001
2	4.31%	0.00%	0.00%	2	6.209959e+001	7.880329e+000	1.254193e+000	7.973255e-001
3	63.47%	0.00%	0.00%	3	1.548247e+002	1.244286e+001	1.980342e+000	5.049633e-001
4	22.41%	0.00%	0.00%	4	2.199854e+002	1.483191e+001	2.360571e+000	4.236263e-001
5	0.00%	0.00%	0.03%	5	2.256399e+002	1.502132e+001	2.390717e+000	4.182846e-001
6	0.00%	2.55%	0.00%	6	2.795488e+002	1.671971e+001	2.661025e+000	3.757950e-001
7	0.02%	0.00%	0.00%	7	3.148351e+002	1.774359e+001	2.823981e+000	3.541100e-001
8	0.00%	0.00%	0.00%	8	3.271989e+002	1.808864e+001	2.878896e+000	3.473554e-001
9	0.00%	0.00%	0.00%	9	3.479982e+002	1.865471e+001	2.968989e+000	3.368150e-001
10	0.00%	0.00%	0.46%	10	3.585469e+002	1.893534e+001	3.013652e+000	3.318233e-001
11	0.00%	2.24%	0.00%	11	3.736283e+002	1.932947e+001	3.076380e+000	3.250574e-001
12	0.00%	0.00%	0.00%	12	3.958703e+002	1.989649e+001	3.166625e+000	3.157936e-001
13	0.00%	2.58%	0.00%	13	4.326016e+002	2.079908e+001	3.310276e+000	3.020896e-001
14	0.00%	0.00%	7.65%	14	4.578738e+002	2.139799e+001	3.405595e+000	2.936344e-001
15	0.00%	0.01%	0.00%	15	4.802009e+002	2.191349e+001	3.487640e+000	2.867268e-001

Figura 4.3.10: Risultati dell'analisi eigenvalues 3D

Si può notare quindi che i due modi di vibrare a cui corrisponde una maggiore percentuale di massa partecipante nella direzione in cui sarà imposto il sisma, sono il 3 ed il 4 a cui corrispondono due valori di frequenza, rispettivamente pari a:

$$f_3 = 1.980 \text{ cicli/s} \quad f_4 = 2.360 \text{ cicli/s}$$

Dalle formulazioni viste nel paragrafo 3.4.3 e considerando un valore di ξ pari a 0.05 otteniamo quindi i seguenti valori dei coefficienti ricercati:

$$\alpha = 0.676 \quad \beta = 0.0036$$

Fatto ciò, possiamo quindi passare all'analisi dinamica vera e propria, imponendo al modello la storia di accelerazioni di Figura 4.2.3.

Anche in questo caso bisogna fare delle considerazioni riguardanti le condizioni al contorno del modello. Per quanto riguarda le condizioni statiche, sono stati inseriti ai lati del modello dei vincoli in direzione verticale e longitudinale all'asse della galleria, mentre la base inferiore è stata vincolata in tutte e tre le direzioni.

Dal punto di vista dinamico invece sono stati inseriti dei vincoli viscosi, aventi gli stessi valori del caso bidimensionale, essendo essi funzione solamente dei parametri del terreno. Dall'analisi di questo modello otteniamo quindi gli spostamenti del terreno e la deformazione della nostra sezione (Figura 4.3.11)

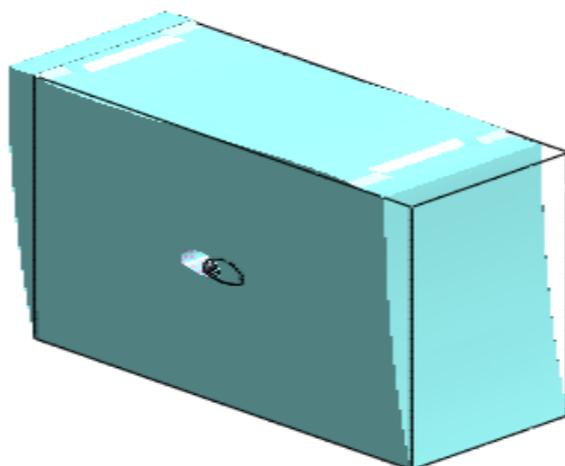


Figura 4.3.11: Deformata dell'analisi dinamica completa 3D

Oltre alla deformata, è interessante evidenziare i risultati ottenuti in termini di sollecitazioni nel rivestimento definitivo. Anche in questo caso esse, sono state valutate in riferimento alla sezione di mezzeria, in maniera da evitare gli effetti di bordo (Figura 4.3.12)



Figura 4.3.12: Sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica completa 3D

I tre diagrammi, rispecchiano gli andamenti delle precedenti soluzioni. Per avere ulteriori parametri di confronto, in *Tabella 4.3.5*, sono riportati quindi i valori massimi e minimi per ognuna delle tre caratteristiche di sollecitazione

Tabella 4.3.5: Valori massimi e minimi delle sollecitazioni

	Max	Min
M [kNm]	203	-203
V [kN]	65	-105
N [kN]	278	-278

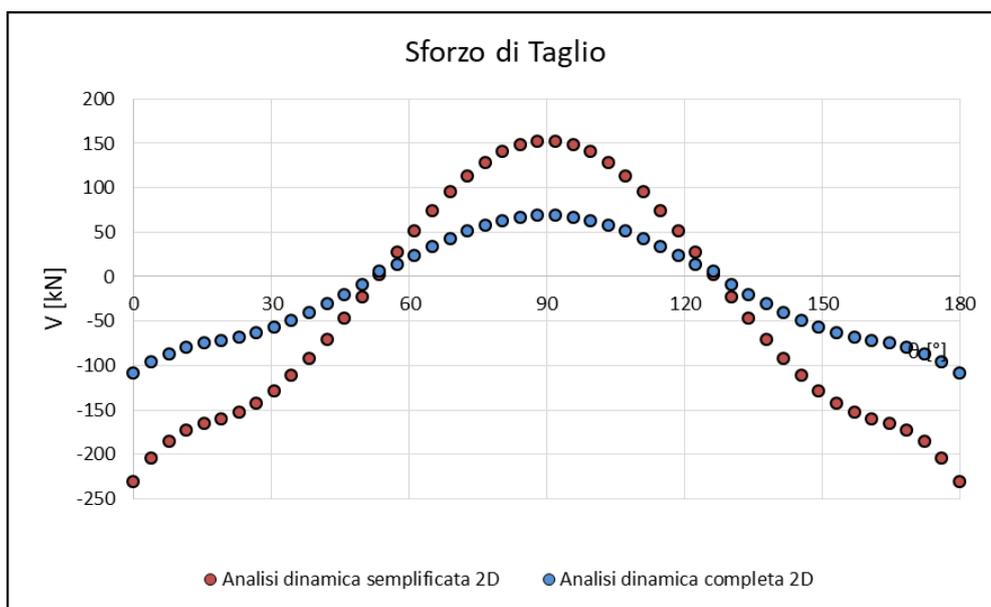
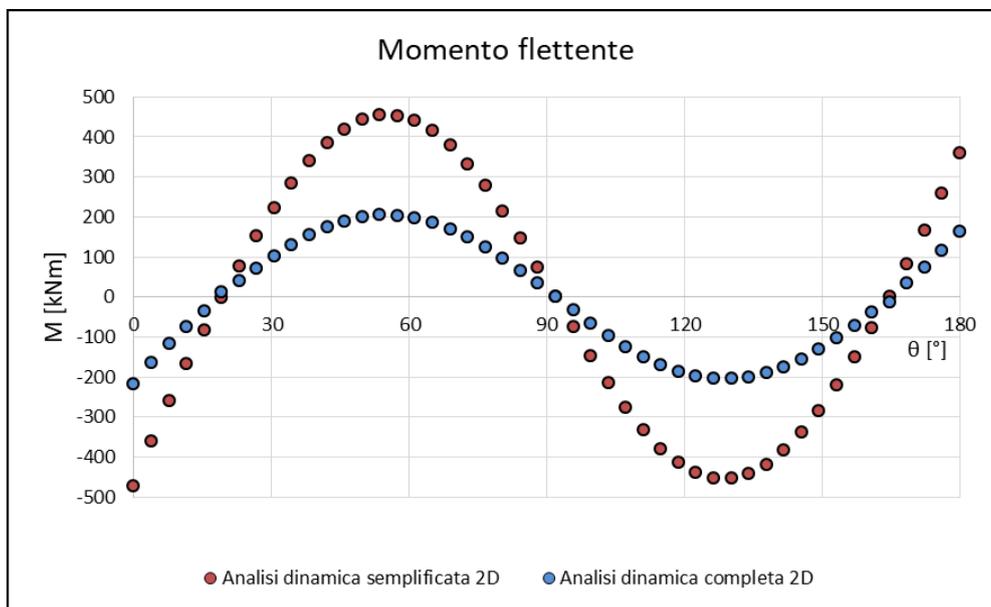
Anche in questo caso, i valori si avvicinano molti a quelli ricavati dallo stesso tipo di analisi, ma in due dimensioni. Non bisogna però pensare che un'analisi dinamica 3D sia poco utile, perché valgono le stesse considerazioni fatte per quanto riguarda il confronto tra l'analisi semplificata 2D e 3D.

4.3.5 Confronti e considerazioni

Dopo aver visto i vari modelli numerici e le analisi effettuate, è interessante confrontare i grafici degli andamenti delle sollecitazioni, in maniera tale da poter evidenziare le differenze che comporta il fatto di utilizzare una tipologia di analisi o di modello, rispetto ad un'altra.

4.3.5.1 Influenza del tipo di analisi

Un primo confronto importante è quello tra la progettazione attraverso un'analisi dinamica semplificata e un'analisi dinamica completa. Considerando i modelli bidimensionali e facendo riferimento alla convenzione di Figura 2.4.10, sono stati diagrammati per entrambi i tipi di analisi, i valori di momento flettente, taglio e sforzo normale, agenti sul rivestimento definitivo in calotta (Figura 4.3.13)



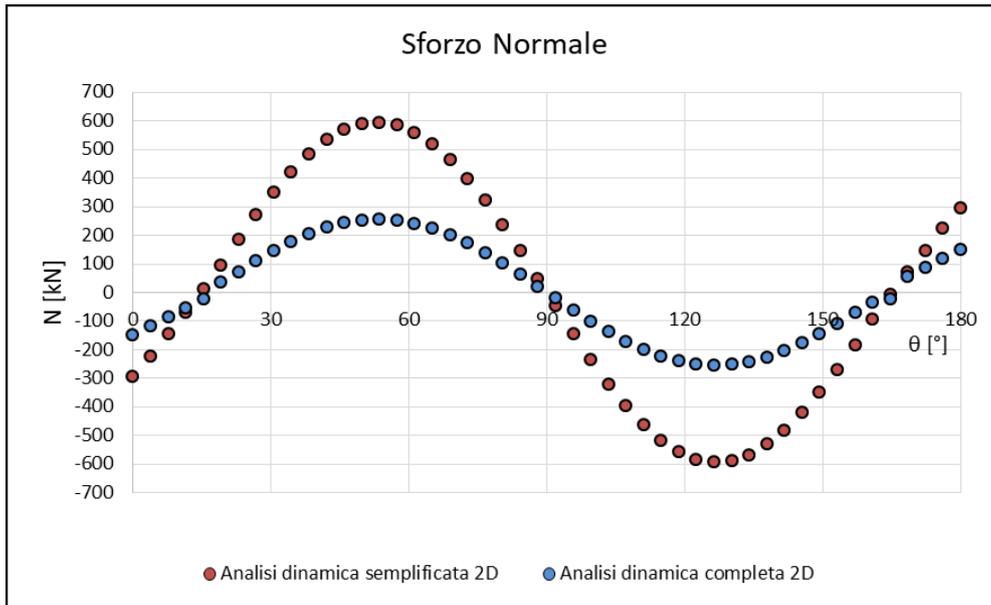
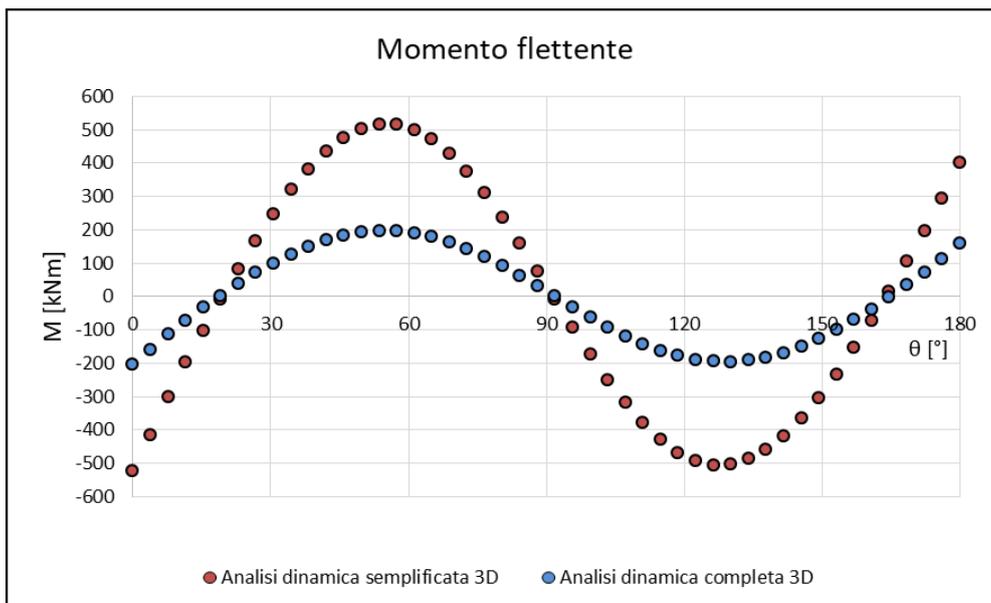


Figura 4.3.13: Sollecitazioni in calotta valutate con le analisi 2D

Come già si ci aspettava da quanto visto in letteratura, anche se di più facile applicazione, l'analisi dinamica semplificata risulta essere abbastanza conservativa rispetto all'analisi dinamica completa, sovrastimando tutte e tre le caratteristiche di sollecitazione di una percentuale che arriva addirittura ad essere circa del 50%, per i valori massimi.

Per avere un quadro più generale e completo della situazione, il confronto tra l'analisi semplificata e quella completa, è stato fatto anche per quanto riguarda il modello tridimensionale, considerando sempre i grafici delle sollecitazioni agenti in calotta (Figura 4.3.14)



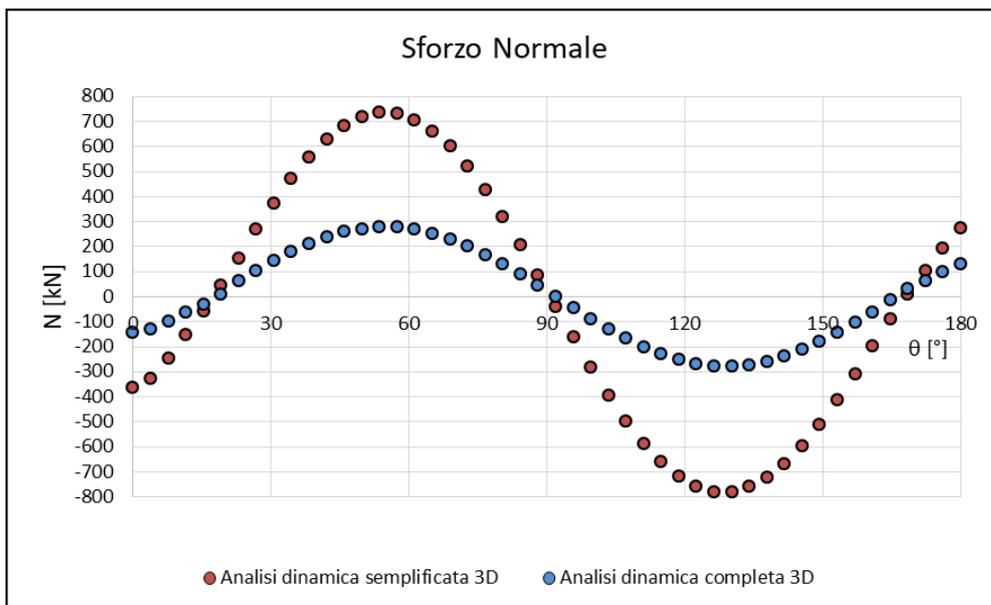
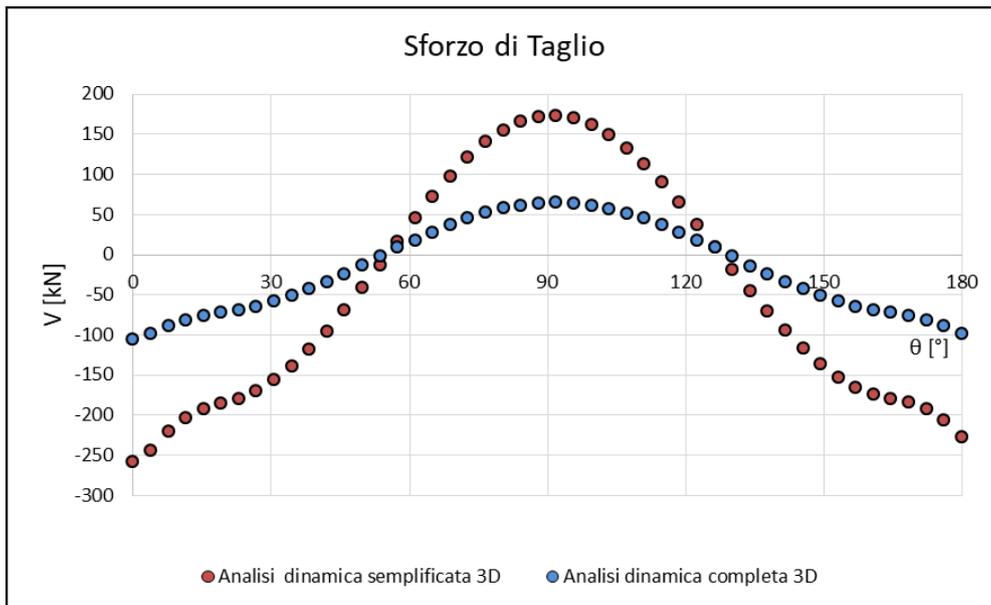


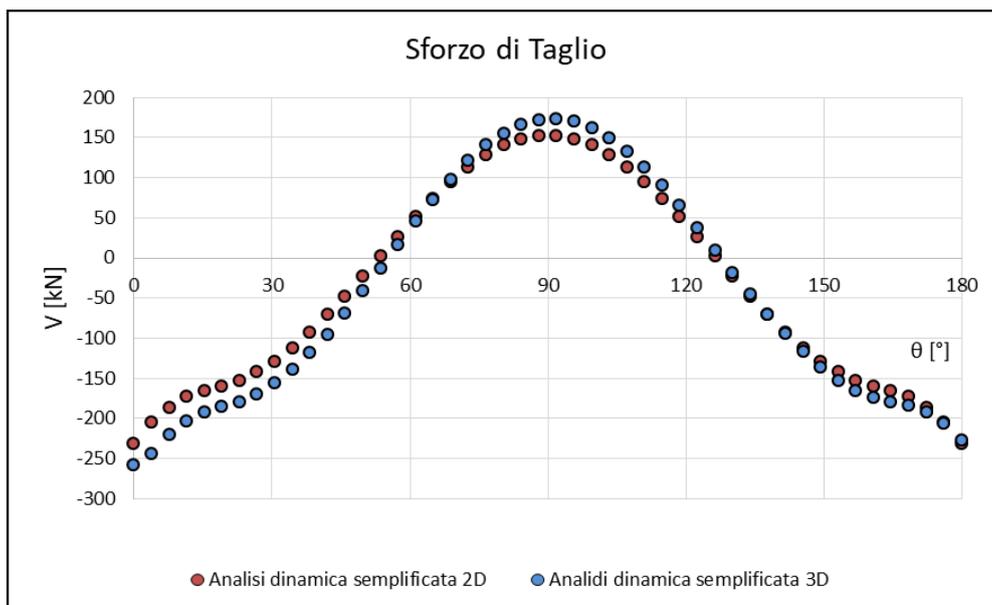
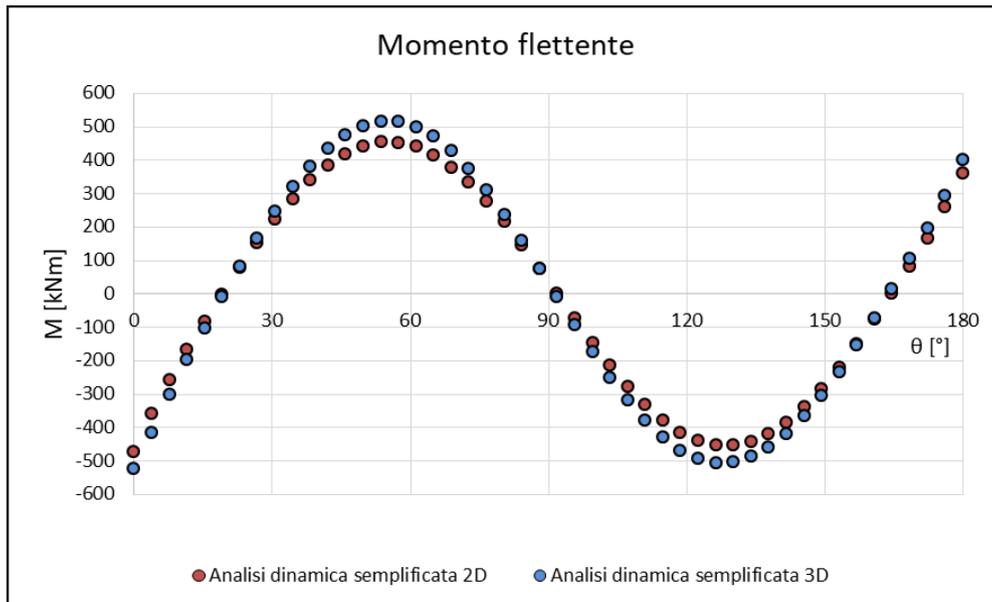
Figura 4.3.14: Sollecitazioni in calotta valutate con le analisi 3D

Anche nel caso di modellazione tridimensionale, l'analisi dinamica semplificata risulta essere più conservativa di quella completa, raggiungendo delle differenze percentuali di circa il 60% nei valori massimi delle sollecitazioni. Ciò è da attribuire molto probabilmente, sia nella modellazione 2D che in quella 3D, alle semplificazioni e alle limitazioni dell'analisi dinamica semplificata. Il fatto che questa sovrastima, sia riscontrabile in entrambi i modelli, è invece dovuto al fatto, che l'analisi dinamica viene effettuata direttamente a partire dal modello contenente lo scavo, senza quindi risentire dell'effetto delle fasi costruttive, che è una delle principali differenze che invece si riscontra nel caso statico tra un'analisi bidimensionale ed una tridimensionale.

4.3.5.2 Influenza del tipo di modellazione

Un altro aspetto interessante consiste nel capire quanto sia utile, a parità di analisi, considerare un modello complesso tridimensionale, piuttosto che quello bidimensionale, dal punto di vista delle soluzioni dinamiche.

Considerando inizialmente l'analisi dinamica semplificata e facendo sempre riferimento alla convenzione di Figura 2.4.10, sono stati diagrammati per i modelli 2D e 3D, i valori di momento flettente, taglio e sforzo normale, agenti sul rivestimento definitivo in calotta (Figura 4.3.15)



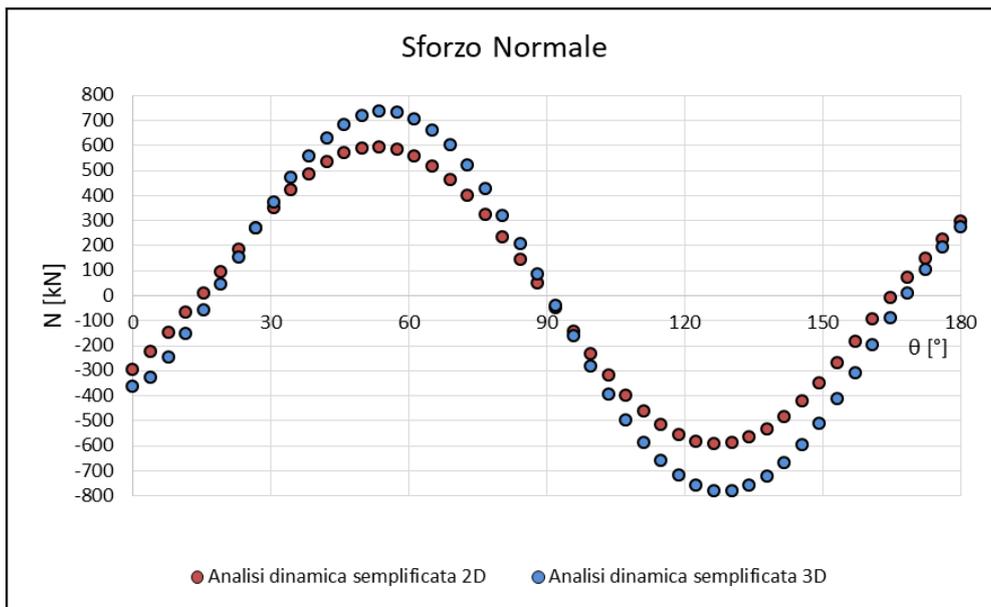
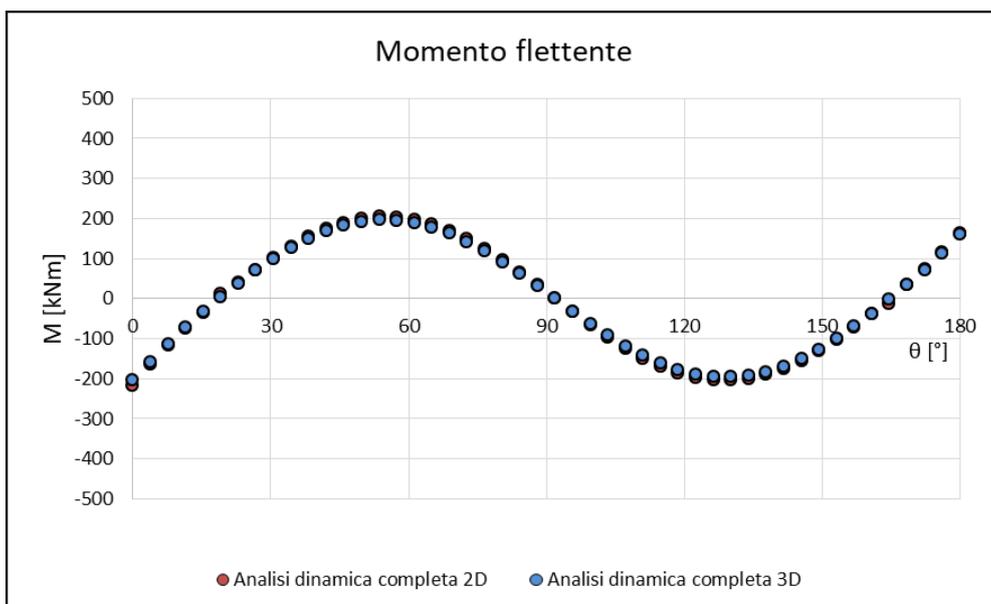


Figura 4.3.15: Sollecitazioni in calotta valutate con le analisi semplificate 2D e 3D

Come già anticipato, i tre grafici mostrano che per tutti e tre le caratteristiche di sollecitazione, i valori ottenuti con la modellazione bidimensionale o tridimensionale sono praticamente gli stessi, discostandosi solamente fino ad un massimo del 10% per quanto riguarda il momento flettente e lo sforzo di taglio e di circa il 20% nel caso dello sforzo normale.

Il confronto tra il caso bidimensionale e quello tridimensionale, è stato fatto anche per quanto riguarda l'analisi dinamica completa, considerando sempre i grafici delle sollecitazioni agenti in calotta (Figura 4.3.16)



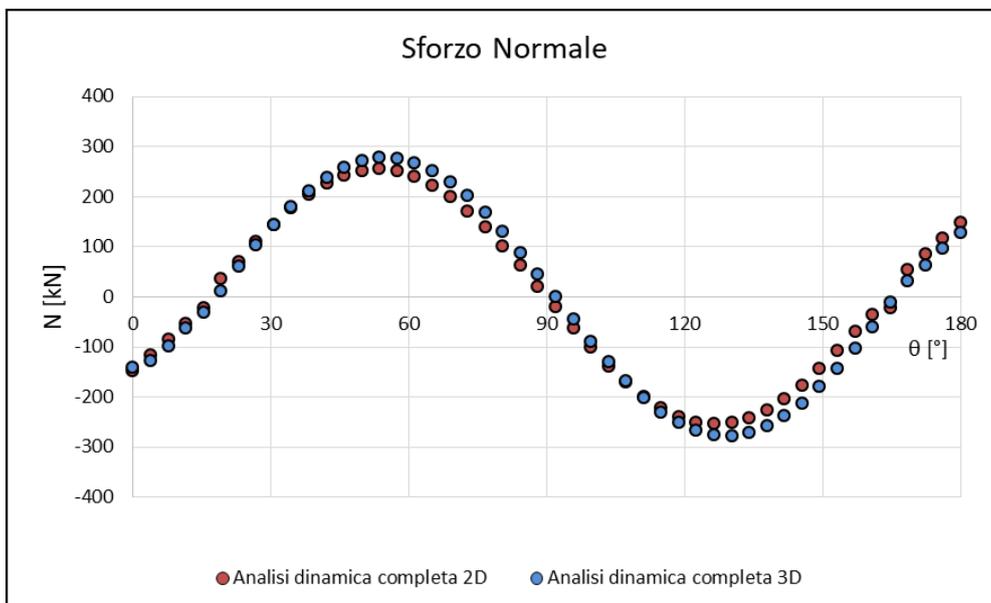
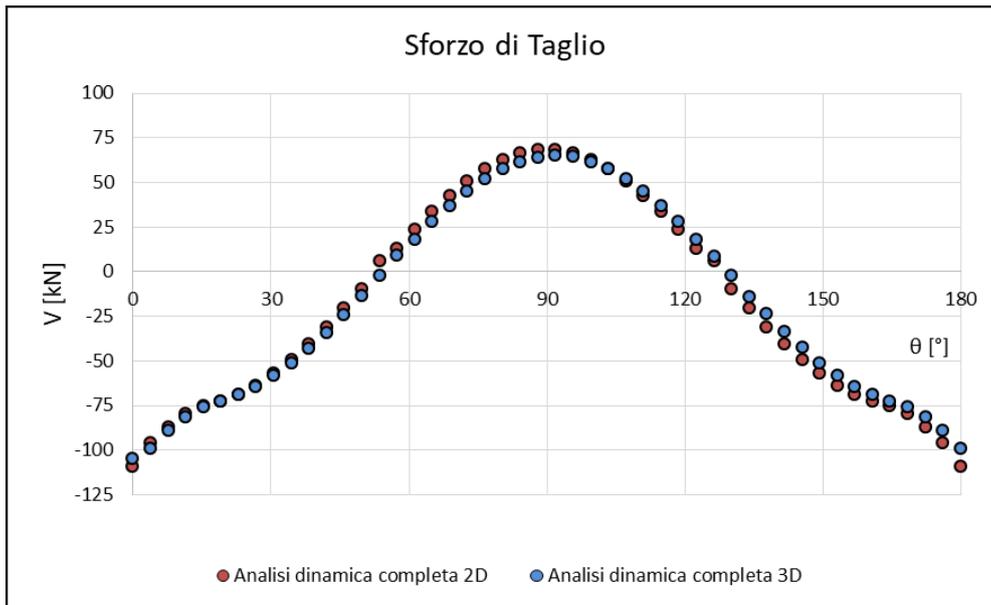


Figura 4.3.16: Sollecitazioni in calotta valutate con le analisi complete 2D e 3D

Nel caso dell'analisi dinamica completa, la differenza tra valori ottenuti con il modello 2D e quello 3D risulta essere quasi impercettibile, raggiungendo percentuali di circa il 5% per quanto riguarda il momento flettente e lo sforzo di taglio e di circa il 10% per lo sforzo normale, dimezzando quindi le differenze percentuali dell'analisi dinamica semplificata.

Come visto però, questo è dovuto al fatto che l'estensione longitudinale della nostra galleria, interessa un tratto omogeneo di terreno. L'utilizzo della modellazione tridimensionale assume, infatti, una maggiore importanza, quando l'opera si sviluppa in maniera estesa longitudinalmente, attraversando diverse tipologie di terreno aventi differenti parametri meccanici, che come vedremo influenzano l'azione dinamica dovuta all'evento sismico. Per questo motivo, si è scelto di modellare ed analizzare anche, un tratto di galleria che si trova a cavallo di una transizione stratigrafica, in modo da poter effettuare alcune considerazioni interessanti.

4.4 Interfaccia stratigrafica

Come evidenziato nel primo capitolo, alcuni casi di letteratura, riguardanti i danni causati da un terremoto nelle opere sotterranee, riportano come fattore comune il fatto che l'opera interessi un mezzo che presenta terreni con differenti caratteristiche meccaniche. La presenza di una transizione stratigrafica, infatti, rappresenta una delle maggiori cause che provocano dei danneggiamenti abbastanza rilevanti, in quanto ogni diversa tipologia di terreno risponde in maniera differente alla presenza del carico dinamico, provocando delle alterazioni al moto sismico e di conseguenza alle sollecitazioni e agli spostamenti a cui la struttura è soggetta. In particolare, se consideriamo la presenza di un'interfaccia stratigrafica trasversale all'asse della galleria, essa provoca due meccanismi differenti a seconda della direzione del sisma:

- In direzione trasversale le due differenti tipologie di terreno, risponderanno alla presenza del sisma in maniera differente, in virtù del fatto che le loro caratteristiche meccaniche non sono uguali. In particolare, se un mezzo risulta essere molto più rigido dell'altro, la sezione a cavallo della transizione stratigrafica sarà soggetto ad uno spostamento differenziale, provocando quindi un aumento delle caratteristiche di sollecitazione di taglio.
- In direzione longitudinale invece, il sisma potrebbe essere amplificato o deamplificato, in funzione del contrasto di impedenza dei due differenti materiali, stabilito in funzione delle loro proprietà meccaniche. Nelle transizioni stratigrafiche verticali, infatti, le onde sismiche subiscono un'amplificazione o deamplificazione stratigrafica, ovvero un'alterazione del moto sismico per effetto della risposta meccanica dovuta al condizionamento del tipo di materiale.

Tale aspetto risulta essere quindi abbastanza rilevante nella progettazione delle gallerie, in quanto assume un ruolo importante nella determinazione delle sollecitazioni che agiscono sui rivestimenti. Per questo motivo è stato deciso, di considerare anche un modello, che rappresenti un tratto di opera, in cui la galleria attraversa due differenti tipologie di terreni.

In virtù della sua elevata estensione longitudinale, infatti, la galleria oggetto di studio, interessa anche una zona a cavallo tra il materiale di natura argillosa (ALV), già descritto in precedenza, e una formazione di calcari a rudiste e orbitoline (RDO), di seguito descritta:

- **RDO:** si tratta di depositi marini di piattaforma esterna e di transizione, costituiti da una singola litofacies a dominante calcareo-dolomitica. Poggiano per alternanza sui Calcari con requenie e gasteropodi e passano verso l'alto ai Calcari a radiolitidi. L'unità presenta uno spessore massimo di circa 250m. Sotto il profilo litologico tale successione è costituita prevalentemente da calcareniti di colore grigio chiaro e biancastro, in strati generalmente medi; si rinvengono diffuse intercalazioni lenticolari di calcilutiti policrome e calciruditi di colore grigio, a stratificazione generalmente incrociata, con sporadiche intercalazioni di dolomie grigie e giallastre. In tutta la successione sono presenti diffuse cavità carsiche e locali hardground bioperforati.

Sulla base di prove di velocità ultrasonica, effettuate nel materiale di natura rocciosa, sono stati ricavati i parametri dinamici, utilizzati nel modello numerico. In particolare, in *Tabella 4.4.1*, sono riportati i valori utilizzati per tutti i materiali presenti nella modellazione

Tabella 4.4.1: Parametri dinamici utilizzati nella modellazione

	E [MPa]	G [MPa]	γ [kN/m³]	ν [-]
ALV	553	205	20	0.35
RDO	6500	2500	25	0.3
Rivestimento definitivo	29961	12483	25	0.2

Considerando quindi gli stessi criteri evidenziati per tutti i modelli numerici già descritti e riferendosi solamente ad un sisma agente in direzione trasversale rispetto all'asse della galleria, è stata eseguita sia una analisi dinamica semplificata che una analisi dinamica completa su un modello tridimensionale rappresentante la transizione stratigrafica, in modo da poter evidenziare le eventuali differenze riscontrate, rispetto al caso in cui l'opera attraversi un terreno omogeneo.

4.4.1 Analisi dinamica semplificata 3D

Nell'analisi dinamica semplificata, come già visto, l'input dinamico viene simulato a mezzo della deformazione massima γ_{\max} e per applicarla al modello numerico è possibile considerare uno spostamento a farfalla ai lati del modello che permetta di indurre una deformazione di taglio puro al terreno. In particolare in questo caso, essendo la deformazione funzione dei parametri che caratterizzano il terreno, come evidenziato nel paragrafo 3.3.1.2, avremo un valore di spostamento per il tratto in RDO ed un altro valore per il tratto in ALV.

Considerando quindi che l'altezza del modello è pari a 120 metri, attraverso la (44), sono stati valutati i due diversi valori di spostamento da imporre al modello (*Tabella 4.4.2*)

Tabella 4.4.2: Spostamenti imposti al modello

	γ_{\max} [-]	Δx_{\max} [m]
ALV	$4 \cdot 10^{-4}$	0.024
RDO	$8.5 \cdot 10^{-5}$	0.0051

I valori ottenuti con le formulazioni analitiche sono conformi a quanto ci si aspettava teoricamente. Essendo, infatti, il tratto in calcari più rigido rispetto a quello in argilla, ovviamente esso presenta un valore di deformazione, e di conseguenza anche di spostamento, minore.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, ai bordi laterali non è applicata nessuna condizione di vincolo, mentre ai bordi superiore ed inferiore, essendo un modello tridimensionale, è stato imposto un vincolo in direzione verticale ed in direzione longitudinale all'asse della galleria, ottenendo così il modello rappresentato in Figura 4.4.1

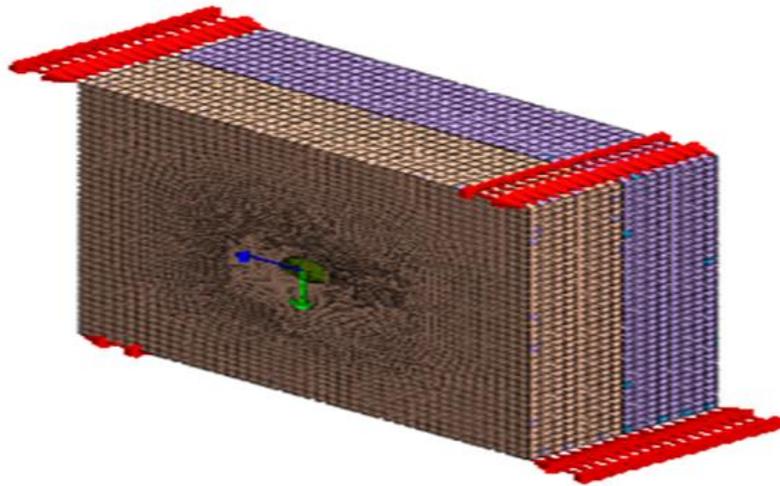


Figura 4.4.1: Modello per l'analisi dinamica semplificata 3D, con transizione stratigrafica

A questo punto è interessante evidenziare i risultati ottenuti in termini di sollecitazioni nel rivestimento definitivo. Per far ciò, è stata considerata, tra le tante sezioni del modello, quella che corrisponde alla mezzeria in direzione longitudinale, sia perché si tratta della zona esattamente a cavallo tra le due stratigrafie e sia per evitare quanto più possibile gli effetti di bordo da entrambi i lati. In Figura 4.4.2 sono quindi riportati i diagrammi di sollecitazioni, relativi alla sezione considerata.



Figura 4.4.2: Sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica semplificata 3D, con transizione stratigrafica

I diagrammi rispecchiano gli andamenti già visti nei casi precedenti per tutte e tre le caratteristiche di sollecitazione. In particolare, in Tabella 4.4.3, si riportano i valori massimi e minimi per ognuna di esse.

Tabella 4.4.3: Valori massimi e minimi delle sollecitazioni

	Max	Min
M [kNm]	316	-316
V [kN]	107	-160
N [kN]	456	-456

4.4.2 Analisi dinamica completa 3D

Per quanto riguarda l'analisi dinamica completa, essa verrà effettuata considerando lo stesso modello di Figura 4.4.1, senza ovviamente applicare gli spostamenti a farfalla.

Anche in questo caso, come in tutte le analisi dinamiche complete, il primo passo da fare è quello di andare a trovare i due modi di vibrare più importanti del nostro modello, in modo da tarare i coefficienti, utili per la determinazione della matrice di smorzamento con il metodo alla Rayleigh. Per far ciò quindi, bisogna effettuare una analisi eigenvalues, partendo dalle stesse considerazioni viste nelle precedenti analisi dinamiche complete.

Analizzando quindi i primi 15 modi di vibrare della struttura, l'analisi ha fornito i risultati, riportati in Figura 4.4.3

Percentuale di massa partecipante				Analisi Eigenvalues				
MODE NUMBER	T1	T2	T3	MODE NUMBER	EIGENVALUE	RADIANS	CYCLES	PERIOD
1	0.00%	0.00%	86.31%	1	5.339253e+001	7.307020e+000	1.162948e+000	8.598837e-001
2	4.40%	0.00%	0.00%	2	6.410842e+001	8.006773e+000	1.274318e+000	7.847335e-001
3	58.30%	0.00%	0.00%	3	1.648613e+002	1.283983e+001	2.043523e+000	4.893510e-001
4	0.00%	0.00%	0.02%	4	2.288259e+002	1.512699e+001	2.407538e+000	4.153624e-001
5	27.90%	0.00%	0.00%	5	2.302246e+002	1.517315e+001	2.414882e+000	4.140989e-001
6	0.00%	2.62%	0.00%	6	2.797517e+002	1.672578e+001	2.661990e+000	3.756588e-001
7	0.00%	0.00%	0.00%	7	3.279519e+002	1.810944e+001	2.882207e+000	3.469563e-001
8	0.01%	0.00%	0.00%	8	3.285647e+002	1.812635e+001	2.884899e+000	3.466326e-001
9	0.00%	0.00%	0.00%	9	3.496141e+002	1.869797e+001	2.975874e+000	3.360357e-001
10	0.00%	0.00%	0.31%	10	3.719756e+002	1.928687e+001	3.069569e+000	3.257786e-001
11	0.00%	2.15%	0.00%	11	3.766089e+002	1.940641e+001	3.088627e+000	3.237685e-001
12	0.00%	0.00%	0.00%	12	3.981133e+002	1.995278e+001	3.175583e+000	3.149028e-001
13	0.00%	1.90%	0.00%	13	4.403233e+002	2.098388e+001	3.339689e+000	2.994291e-001
14	0.00%	0.00%	8.15%	14	4.775167e+002	2.185215e+001	3.477878e+000	2.875317e-001
15	0.00%	0.02%	0.00%	15	4.840888e+002	2.200201e+001	3.501729e+000	2.855732e-001

Figura 4.4.3: Risultati dell'analisi eigenvalues 3D

Si può notare quindi che i due modi di vibrare a cui corrisponde una maggiore percentuale di massa partecipante nella direzione in cui sarà imposto il sisma, sono il 3 ed il 5 a cui corrispondono due valori di frequenza, rispettivamente pari a:

$$f_3 = 2.043 \text{ cicli/s} \quad f_5 = 2.141 \text{ cicli/s}$$

Dalle formulazioni viste nel paragrafo 3.4.3 e considerando un valore di ξ pari a 0.05 otteniamo quindi i seguenti valori dei coefficienti ricercati:

$$\alpha = 0.694 \quad \beta = 0.0035$$

Fatto ciò, possiamo quindi passare all'analisi dinamica vera e propria, imponendo al modello la storia di accelerazioni di Figura 4.2.3.

Anche in questo caso bisogna fare delle considerazioni riguardanti le condizioni al contorno del modello. Per quanto riguarda le condizioni statiche, sono stati inseriti ai lati del modello dei vincoli in direzione verticale e longitudinale all'asse della galleria, mentre la base inferiore è stata vincolata in tutte e tre le direzioni.

Dal punto di vista dinamico, invece, a partire dai parametri meccanici del terreno e dalle formulazioni viste nel paragrafo 3.4.2.1, sono stati tarati i vincoli viscosi, ottenendo i valori riportati nella *Tabella 4.4.4*.

Tabella 4.4.4: Parametri utilizzati per la definizione dei vincoli viscosi

	$C_p \left[\frac{kN \cdot s}{m^3} \right]$	$C_s \left[\frac{kN \cdot s}{m^3} \right]$
ALV	1345.15	646.19
RDO	4722.14	2524.1

Dall'analisi di questo modello quindi, è possibile ottenere anche in questo caso l'andamento delle sollecitazioni di momento flettente, taglio e sforzo normale, agenti sul rivestimento, riportati in *Figura 4.4.4*



Figura 4.4.4: Sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica completa 3D, con transizione stratigrafica

Nonostante gli andamenti siano sempre gli stessi, anche per quanto riguarda il caso in cui è presente una transizione stratigrafica, l'analisi dinamica semplificata risulta essere più conservativa rispetto all'analisi dinamica completa, sovrastimando le sollecitazioni di una percentuale che raggiunge un massimo del 50%. Ciò è maggiormente evidenziato dalla *Tabella 4.4.5*, in cui vengono riportati i valori di massimo e di minimo per ogni sollecitazione

Tabella 4.4.5: Valori massimi e minimi delle sollecitazioni

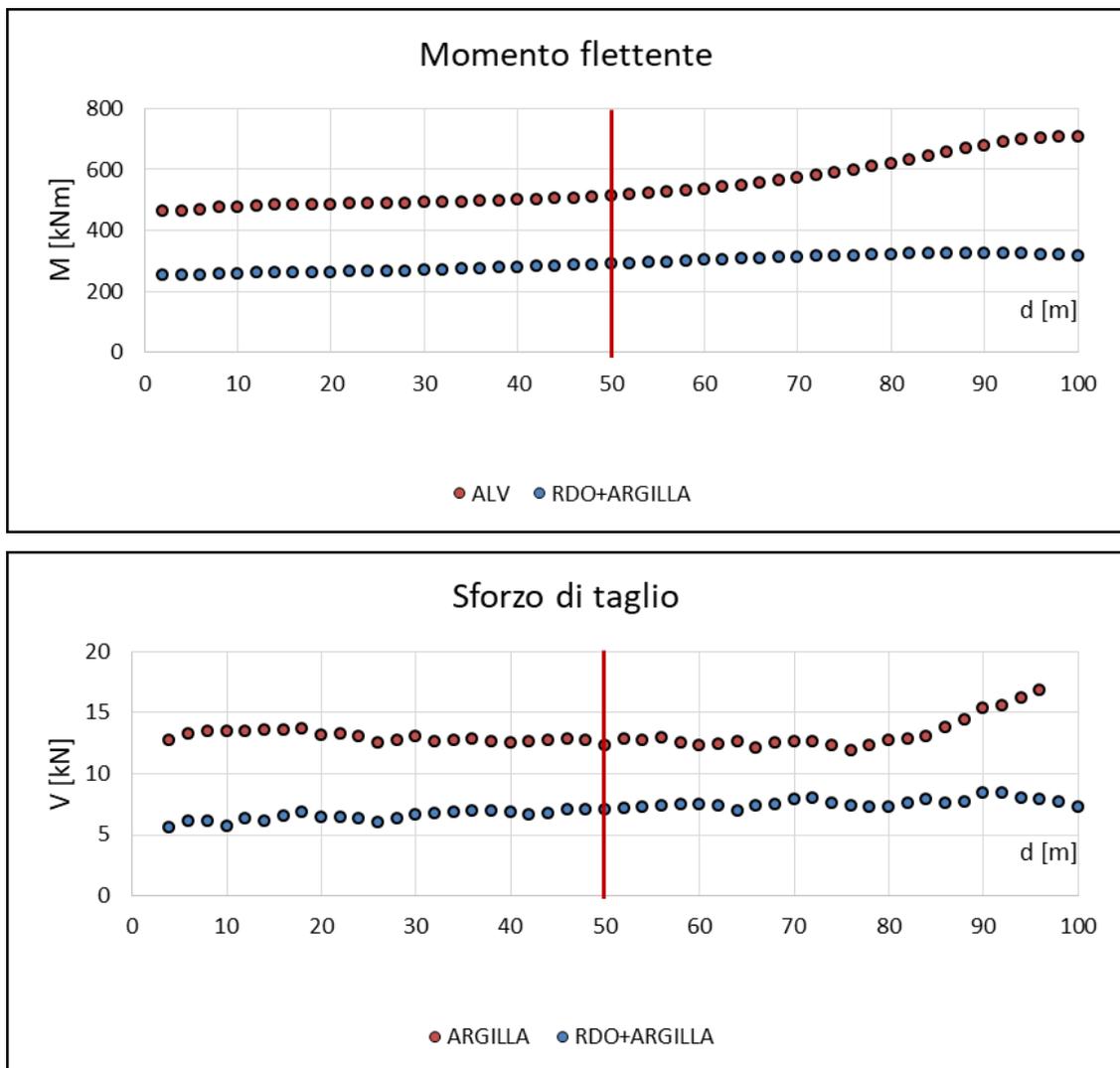
	Max	Min
M [kNm]	163	-163
V [kN]	55	-84
N [kN]	225	-225

A questo punto, per avere un quadro più completo degli effetti dovuti alla presenza di un cambio di litologia, è stato fatto un confronto tra i risultati ottenuti dal modello tridimensionale, in presenza o meno della transizione di materiale, sottoposto sia ad un'analisi dinamica completa che a quella semplificata. Nel paragrafo successivo, verranno messe a confronto le sollecitazioni agenti sul rivestimento, nelle diverse casistiche considerate, in maniera tale da poter cogliere gli aspetti di maggiore rilevanza.

4.4.3 Confronti e considerazioni

Le sollecitazioni sono state valutate lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera, considerando per ogni modello lo stesso tratto di calotta, mentre per quanto riguardagli spostamenti, essi sono stati valutati sul bordo superiore del modello numerico, in modo da valutare lo spostamento massimo durante l'analisi dinamica semplificata. Infatti, il fatto di aver considerato un modello simmetrico, fa sì che il valore di spostamento alla quota della galleria è circa pari a zero, avendo esso un andamento a farfalla.

Considerando quindi quanto appena detto, in Figura 4.4.5 sono riportati gli andamenti delle sollecitazioni e degli spostamenti totali lungo l'asse della galleria, valutati attraverso l'analisi dinamica semplificata.



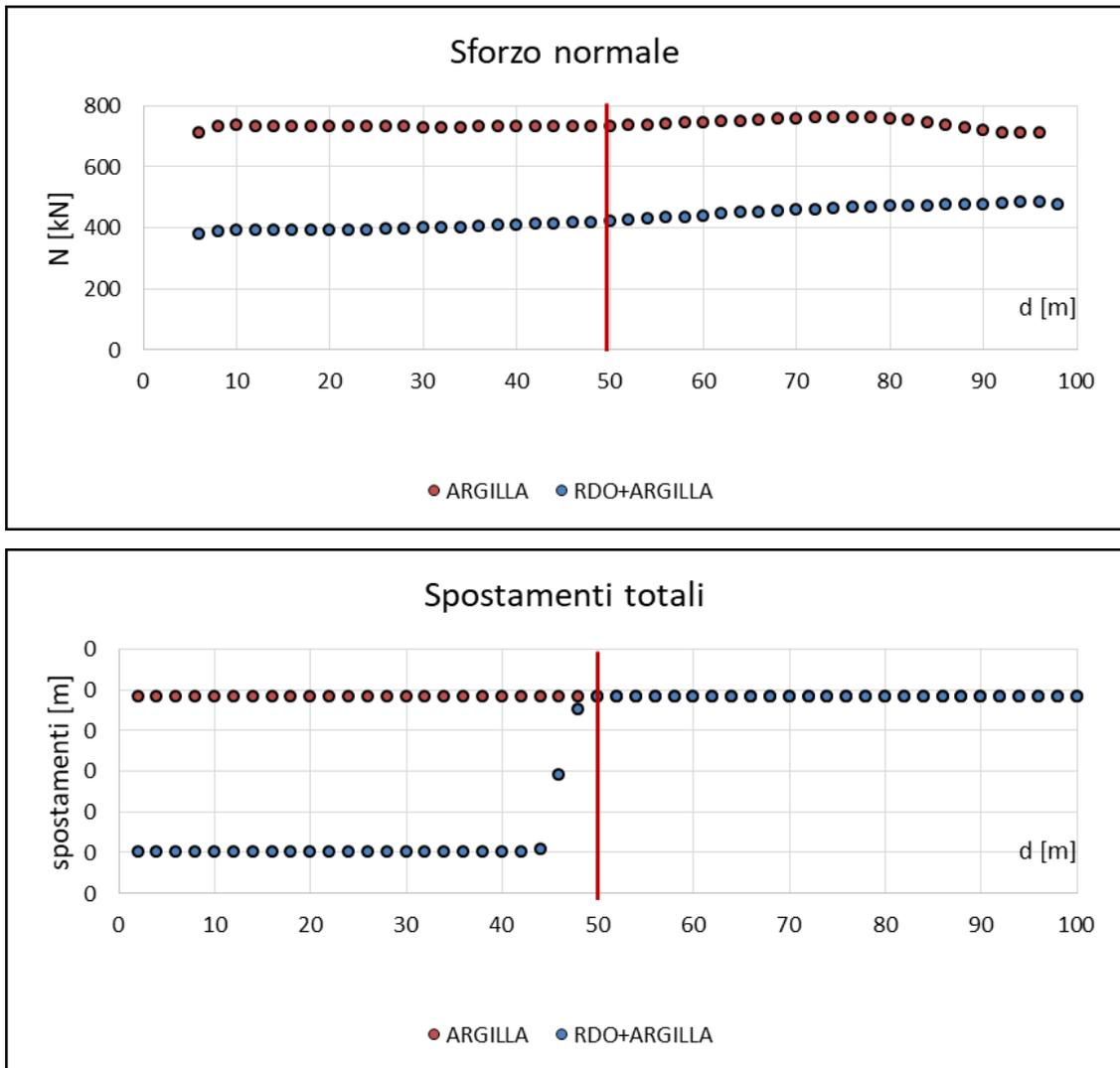
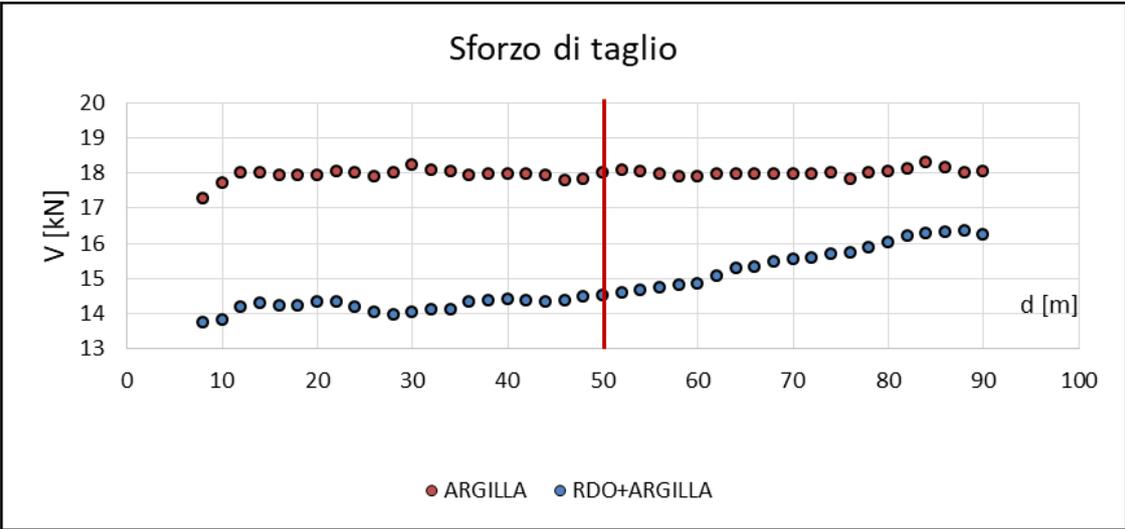
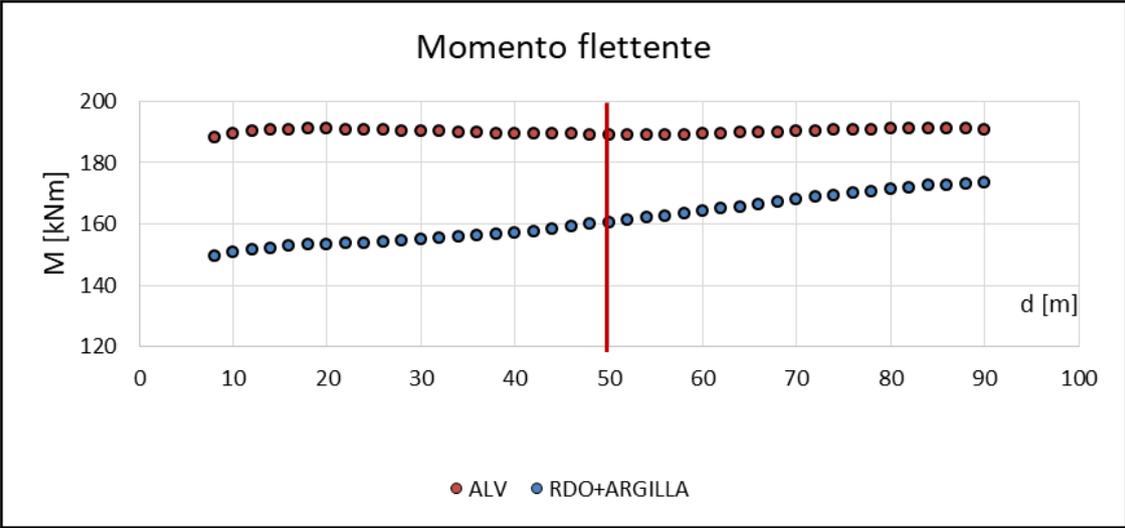


Figura 4.4.5: Confronti riguardanti l'analisi dinamica semplificata

I grafici mostrano che per tutte e tre le caratteristiche di sollecitazione considerate, si hanno dei valori minori nel caso in cui è presente il tratto in RDO. Questo è molto probabilmente dovuto al fatto che la roccia presenta migliori caratteristiche meccaniche, attenuando così i valori di sollecitazione, rispetto al caso in cui è presente solamente il tratto in argilla (ALV). D'altro canto però il modello non è stato in grado di riprodurre, quanto detto in linea teorica. In corrispondenza della sezione di transizione stratigrafica, indicata nelle figura dalla linea rossa, ci si aspettava infatti un salto nelle caratteristiche di sollecitazione di taglio e momento, dovuto agli spostamenti differenziali a cui era soggetto il rivestimento definitivo. Tale salto è invece visibile soltanto per quanto riguarda gli spostamenti, ma solo perché essi sono stati imposti nel modello, per simulare l'effetto sismico. Tutto ciò è probabilmente legato al fatto che tra i due tratti con diverse caratteristiche meccaniche, non è stata inserita nel modello un'interfaccia, in quanto mancano le informazioni adatte per poterla modellare in maniera corretta. In virtù di ciò quindi, il modello FEM, basandosi su delle equazioni di equilibrio al continuo, è come se avesse mediato i risultati ottenuti nei due differenti terreni, considerando sì l'effetto dovuto alla presenza del tratto in roccia, ma non in maniera brusca e discontinua. Da queste considerazioni e da quelle fatte in precedenza, è quindi possibile affermare che nel caso di un'analisi dinamica semplificata, considerare un modello tridimensionale ha poco

senso, in quando nel caso di terreno omogeneo, esso porta agli stessi risultati del caso bidimensionale, richiedendo però un maggiore onere computazionale. Nel caso in cui fosse presente un'interfaccia stratigrafica invece, il modello 3D non sembra riprodurre con esattezza il reale comportamento dell'opera, se non con delle modellazioni più sofisticate, motivo per cui, anche in questo caso, ci si può limitare ad una modellazione 2D, considerando il comportamento della sezione nei due diversi terreni in maniera separata.

Le stesse tipologie di confronti sui modelli tridimensionali, in presenza o meno di un interfaccia stratigrafico, sono stati fatti considerando un analisi dinamica completa. In Figura 4.4.6 sono quindi riportati gli andamenti delle sollecitazioni e degli spostamenti totali lungo l'asse della galleria, valutati attraverso questo tipo di analisi.



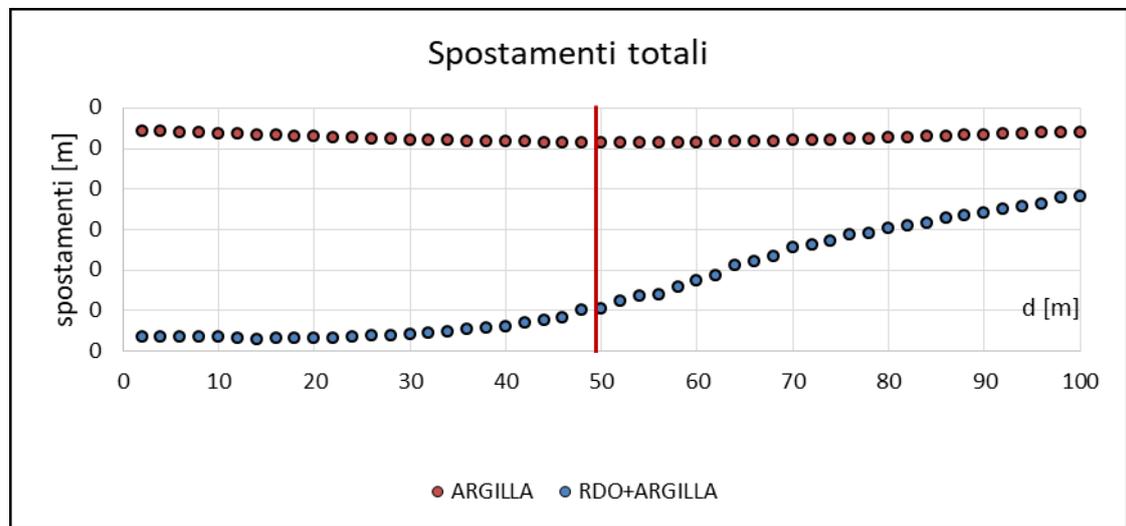
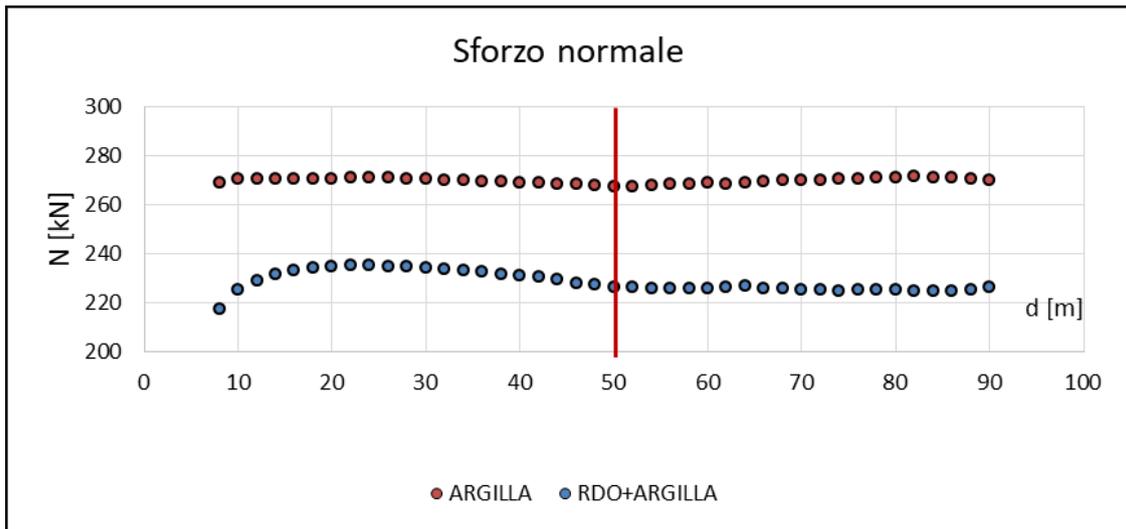


Figura 4.4.6: Confronti riguardanti l'analisi dinamica completa

Anche in questo caso, i grafici mostrano che per tutte e tre le caratteristiche di sollecitazione considerate, si hanno dei valori minori nel caso in cui è presente il tratto in RDO. Contrariamente a quanto valutato nell'analisi dinamica semplificata, però, questa volta sia le sollecitazioni di taglio e momento che gli spostamenti, mostrano un andamento crescente al passaggio tra le due diverse tipologie di terreno, cosa che non accade invece per quanto riguarda lo sforzo normale. Questo aspetto rispecchia in parte il comportamento teorico che ci si aspettava, in quanto essendo il sisma in direzione trasversale all'asse della galleria, risulta logico che a risentire dell'effetto del cambio di materiale siano la sollecitazione di taglio e quella di momento flettente. Lo sforzo normale infatti avrebbe dovuto avere un andamento crescente nel caso in cui si fosse considerato un sisma in direzione longitudinale all'asse della galleria. D'altro canto però, anche attraverso l'analisi dinamica non si è in grado di evidenziare un salto nelle sollecitazioni, cosa che invece ci si aspettava visto che i due terreni differiscono di un ordine di grandezza nei valori dei parametri meccanici. Anche stavolta, molto probabilmente, la causa di ciò è da implicare alle semplificazioni fatte al modello, in cui la zona di cambio materiale, non è stata schematizzata attraverso un'interfaccia. Rispetto a quanto detto in precedenza però, per quanto riguarda l'analisi dinamica completa, l'utilizzo di

modelli tridimensionali assume una maggiore rilevanza, in quanto essi sono in grado di riprodurre gli effetti di un eventuale variazione di terreno lungo l'estensione dell'opera ed inoltre permettono di considerare il sisma sia in direzione trasversale che longitudinale, rendendo quindi possibile la valutazione degli effetti che la forza dinamica ha in entrambe le direzioni.

Conclusioni

Il presente elaborato di tesi è stato incentrato sullo studio di diversi aspetti riguardanti l'analisi di una galleria in zona sismica. Alcuni esempi di letteratura hanno infatti evidenziato come gli eventi sismici provochino danneggiamenti rilevanti non solo nelle strutture in elevato, ma anche nelle opere in sotterraneo, nonostante esse abbiano un diverso comportamento se sottoposte ad un carico di natura dinamica.

Mettendo quindi inizialmente in evidenza quali sono le cause e gli aspetti principali, dei danni alle parti strutturali di tali tipologie di opere, l'elaborato ha avuto come obiettivo quello di esporre diversi metodi di progettazione dinamica, sia analitici che numerici, cercando di coglierne le differenze e di metterne in evidenza gli aspetti maggiormente rilevanti.

In particolare, le metodologie di progettazione sono state applicate ad un caso studio riguardante una galleria ferroviaria naturale costruita nel comune di Maddaloni, in provincia di Caserta, partendo dalle considerazioni progettuali fatte in precedenza dai tecnici dello studio AK Ingegneria Geotecnica, presso il quale è stata svolta la presente tesi. L'analisi dinamica di una galleria infatti, non è altro che il passaggio finale di un processo di progettazione che prevede diverse fasi, quali quelle di indagine, di diagnosi e di terapia, che permettono di avere sia un quadro generale del contesto all'interno del quale nascerà l'opera, ma anche le informazioni necessarie per la progettazione degli interventi strutturali da eseguire in maniera tale da garantire la stabilità della stessa.

Attraverso queste informazioni, è stato quindi possibile creare un modello numerico, che, dopo essere stato validato dal punto di vista statico, è stato sottoposto alle diverse analisi dinamiche considerate. In particolare, ci si è soffermati sulle differenze tra le analisi semplificate, a volte anche analitiche, e le analisi un po' più complesse, mediante modellazione numerica agli elementi finiti condotta, in questo ambito, utilizzando il software Midas GTS NX. Nell'ultima parte della tesi, sono stati analizzati e commentati i risultati ottenuti, evidenziando le differenze tra i vari approcci, dovute a diversi fattori, quali: tipo di analisi e relativa complessità, analisi 2D o 3D e presenza di un'eventuale interfaccia stratigrafica lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera. Tenendo conto di tutte queste casistiche, è stato possibile confrontare i risultati, ottenuti dai diversi modelli, in termini di sollecitazioni e spostamenti, cercando di individuare la soluzione migliore per ogni circostanza. È possibile effettuare le seguenti considerazioni:

- Le analisi dinamiche semplificate, tendono a sovrastimare l'effetto dinamico del sisma, risultando comunque efficaci grazie soprattutto alla loro semplicità di modellazione;
- I modelli tridimensionali richiedono un maggiore onere computazionale e per questo motivo bisogna, quando possibile, preferire una modellazione 2D della singola sezione, che nei casi più semplici porta a delle soluzioni accettabili. D'altro canto, però, i modelli 3D, attraverso un'analisi dinamica completa, permettono di tenere in considerazione degli effetti del sisma anche in direzione longitudinale e non solo in quella trasversale;
- Per tenere in considerazione degli effetti dovuti alla presenza di un cambio di stratigrafia lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera, è necessaria una modellazione tridimensionale con analisi dinamica completa, la cui bontà dei risultati è funzione di

quanto più sofisticato risulti essere il modello numerico e, soprattutto, della quantità e qualità dei parametri meccanici introdotti.

Gli studi effettuati potrebbero proseguire col fine di approfondire due ulteriori aspetti:

- 1) Considerare un modello numerico dello scenario in cui è presente la transizione litologica lungo il tracciato della galleria, maggiormente complesso, adottando un legame costitutivo che tenga conto del comportamento non lineare dei terreni e modellando la zona di transizione tra i due diversi materiali attraverso delle interfacce opportunamente caratterizzate;
- 2) Valutare l'effetto della sollecitazione sismica nella direzione longitudinale della galleria, soprattutto nel caso in cui ci fosse una zona di transizione stratigrafica, che come visto è in grado di alterare il comportamento delle onde dinamiche.

Bibliografia

- [1] E. Bilotta, G. Lanzano e G. Russo, «Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche».
- [2] A. Burghignoli, M. Jamiolkowski, G. Ricceri e C. Viggiani, «Metodi innovativi per la progettazione di opere di sostegno e la valutazione della stabilità dei pendii,» Report scientifico-RELUIS, 2007.
- [3] M. Chiarelli, «Dinamica delle opere in sotterraneo». *INGENIO*.
- [4] S. Foti, *Corso di Geotecnica sismica*, 2018.
- [5] S. Foti, *La caratterizzazione geotecnica per la progettazione in zona sismica*.
- [6] C. Lai, S. Foti e A. Godio, «Caratterizzazione geotecnica dei terreni mediante l'uso di tecniche geofisiche,» *Sviluppi nell'esecuzione e nell'impiego delle indagini geotecniche*, pp. 99-118, 2000.
- [7] C. Lai, S. Foti e M. Rota, «Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione,» *Collana di manuali di progettazione antisismica, Volume 6*.
- [8] G. Lanzano, *Physical and analytical modelling of tunnels under dynamic loadings*, Doctoral thesis-Università degli studi di Napoli Federico II.
- [9] D. e. Rozen, «Damage to rock tunnels from earthquake shaking,» *American Society of Civil Engineers , Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 104, pp. 175-191, 1978.
- [10] S. Owen, «Earthquake engineering of large underground structure,» Federal highway Administration, 1981.
- [11] S. Sharma e Judd, «Underground opening damage from earthquakes, *Engineering Geology*,» pp. 263-276, 1991.
- [12] M. Power, D. Rosidi e J. Kaneshiro, «Seismic vulnerability of tunnels and underground structures revisited,» *Proceedings of North American Tunneling*, pp. 243-250, 1998.
- [13] Corigliano, «Seismic response of deep tunnels in near-fault conditions,» *Phd dissertation, Politecnico di torino, Italy*, p. 222, 2007.
- [14] M. Corigliano, *Seismic design of underground structures*, Doctoral Thesis-Politecnico of Turin, 2016.
- [15] J. Bardet e C. Davis, «Response of large-diameter buried pipes to earthquakes,» *Earthquake Geotechnical Engineering*, 1999.
- [16] N. Yoshida, «Underground and buried structure,» *Earthquake Geotechnical Engineering*, 1999.
- [17] Y. M.A.Hashash, «Seismic design and analysis of underground structures,» *Tunneling and Underground Space Technology*, vol. 16, pp. 247-293, 2001.
- [18] C. Shi, Y. Yuan e T. Li, «Damage characteristics and influence factors of mountain tunnels under strong earthquakes,» *Natural Hazards*, 2012.

- [19] A. Micheli, L. Cedrone, A. Andreacchio e S. Pelizza, «Experiences of tunnels subject to earthquake in central Italy,» in *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology*, 2019.
- [20] P. Galli, A. Galderisi e M. Martino, «The coseismic faulting of the San Benedetto tunnel,» *Tunnels and Underground Engineering and Innovation meet Archaeology*, 2019.
- [21] T. Wang, W. Wang, J. Su, C. Lin, S. C e H. T, «Assessment of damages in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake,» *Tunnels and Undergroun Space Technology*, 2001.
- [22] K. Kawashima, «Seismic design of underground structures in soft ground: A review,» in *Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft Ground*, 2000.
- [23] B. Schmidt e Y. Hashash, «Preventing tunnel flotation due to liquefaction,» *Proceedings of the Second International Conferce on Earthquake*, 1999.
- [24] P. Lunardi , PROGETTO E COSTRUZIONE DI GALLERIE, MILANO: HOEPLI, 2006.
- [25] E. Tamez, «Estabilidad de tuneles excavados en suelos,» *Mexican Engineering Academy*, 1984.
- [26] B. Broms e H. Bennermark, «Stability of clay at vertical openings,» *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 1967.
- [27] C. Bliehm, «3D finite element calculations in tunneling,» *Advances in geotechnical engineering and tunneling*.
- [28] S. Moller, «Tunnel induced settlements and structural forces in lining,» *Doctoral thesis- Insitut of Universitat Stuttgart*, 2006.
- [29] J. Bischoff e J. Smart, «A method of computing a rock reinforcement system whic is structuralyl equivalent to an internal support system,» *16th Symp on Rock Mechanics*, 1975.
- [30] Bustamante e Doix, «Une metode pour le calcul des tirantes et des micropieux injectès,» *Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris* , n. 140, pp. 75-92, 1985.
- [31] Carranza-Torres, "Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite support.," *Tunneling and Underground Space Technology*, pp. 506-532, 2009.
- [32] M. Corigliano, C. Lai e G. Barla, «Approcci semplificati nella progettazione sismica di gallerie profonde».
- [33] St. John e Zahrah, «Aseismic design of underground structures,» *Tunneling and Underground Space Technology*, 1987.
- [34] J. Wang, «Seismic design of tunnels: A state of the art Approach,» *Parsons Brinckerhoff*, 1993.
- [35] J. Penzien, «Seismically induced racking of tunnel linings,» *Earthquake engineering and structural dynamics*, n. 29, pp. 683-691, 2000.
- [36] Hoeg, «Stresses against underground structural cylinders,» *J. Soil Mech. Found. Div.*, pp. 833-858, 1968.

- [37] E. Schwartz, «Improved Design of Tunnel Supports,» *Simplified Analysis for Ground-structure interaction in Tunneling*, vol. 1.
- [38] Gaspari, Quaglio e Floria, «Design and construction of tunnels under severe seismic conditions. The case of Kadikoy-Kartal metro line in Instabul,» *Rivista italiana di geotecnica*.
- [39] E. Bilotta e S. Fabozzi, «Gallerie in zona sismica,» in *Analisi e progetto delle opere geotecniche in zona sismica*, Torino, 2018.
- [40] S. Foti, «Analisi e Progetto delle Opere Geotecniche,» in *Atti Conferenze di Geotecnica di Torino - XXV Ciclo*, Politecnico di Torino, 2018.
- [41] G. Lanzano, E. Bilotta, G. Russo, F. Silvestri e S. Madabhushi, «Centrifuge modeling of seismic loading on tunnels in sand,» *Geotechnical Testing Journal*, pp. 854-869, 2012.
- [42] J. Lysmer e R. Kuhlemeyer, «Finite dynamic model for infinite media,» *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1969.
- [43] J. Lysmer e R. Kuhlemeyer, «Shear waves in plane infinite structures,» *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1972.
- [44] Y. Hashash, C. Phillips e D. Groholski, «Recent advances in non-linear site response analysis,» *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Eartquake Engineering*, 2010.
- [45] I. Chowdhury e S. Dasgupta, *Computation of Rayleigh damping coefficients for large systems*.
- [46] Midas, «Chapter 4-Mesh,» in *User Manual*, pp. 325-328.
- [47] Y. Ohta e N. Goto, «Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes,» *Earthq. Eng. Struct. Dyn*, pp. 167-197, 1978.

Ringraziamenti

La stesura della tesi rappresenta la fine di un percorso, che mi ha permesso di raggiungere uno dei più importanti traguardi della mia vita. Per questo motivo, desidero ringraziare tutti coloro che hanno contribuito al raggiungimento di tale obiettivo.

Un ringraziamento innanzitutto alla prof.ssa Barbero, relatrice di questa tesi, per i preziosi consigli forniti durante la stesura e per la grande disponibilità e cortesia dimostratemi. Grazie a lei e alla sua fiducia nei mie confronti, ho avuto la possibilità di muovere i primi passi nel mondo del lavoro, all'interno dello studio AK Ingegneria Geotecnica di Torino, dove ho svolto il tirocinio curriculare e presso il quale è stata elaborata la presente tesi.

A tal proposito ringrazio l'Ingegnere Kalamaras, correlatore di questo elaborato, per avermi offerto il suo appoggio durante questo periodo e per aver messo sempre a mia disposizione la sua grande esperienza e le sue conoscenze in ambito ingegneristico. All'interno di questa realtà, ho avuto inoltre il modo di conoscere un team di persone veramente eccezionali, dal punto di vista professionale ed umano, che meritano un ringraziamento per aver permesso e facilitato il mio ambientamento facendomi sentire sempre a mio agio.

Una menzione speciale va ai miei genitori e a mia sorella Manuela, per avermi supportato e sopportato, non solo in questo periodo, ma anche durante la mia intera carriera Universitaria e nella vita in generale. A loro devo tutto ed è difficile riassumere in così poche righe, quanto importante e necessaria, è stata e sarà, la loro presenza nella mia vita.

Un ringraziamento alla mia ragazza, Loretta, colei che, in maniera scherzosa ma corretta, si definisce “fondamentale per la mia felicità”. Grazie per essermi stata vicina, per aver accolto in un suo abbraccio la fine di qualche “giornata no” e per avermi sempre messo di buon umore con la sua allegria. Grazie per aver deciso di voler far parte della mia vita ed avermi permesso di fare parte della sua.

Desidero inoltre ringraziare tutto il resto della mia famiglia, i miei nonni, i miei zii, i miei cugini e mio cognato Sergio, per esserci sempre stati sia nei momenti di gioia ed allegria ma anche in quelli più difficili.

Un sentito ringraziamento ai miei amici “di giù”, per tutto quello che in questi anni hanno fatto per me e per non avermi mai fatto sentire solo, nel periodo da fuorisede, attraverso una chiamata o con un semplice messaggio.

Un ringraziamento anche ai miei colleghi Vito, Giuseppe, e Francesco, con cui ho condiviso le tante ore e fatiche dello studio, e a Valerio di cui in questi anni sono stato il coinquilino “abusivo”. Grazie per essersi dimostrati sempre dei veri e propri amici, con i quali affrontare e superare i periodi di sconforto dovuti agli esami o alla nostalgia di casa.

Ringrazio inoltre, i miei coinquilini, Roberta e Samuele, che nonostante i pochi mesi di conoscenza, si sono dimostrati sin da subito affettuosi e disponibili ad accogliere i mie sfoghi. Perché in fondo basta un semplice: “come va con la tesi?”.

Grazie di cuore, a tutti.

Gerlando Clemente
Torino, 26 Luglio 2019