



新北市政府捷運工程局



臺北市政府捷運工程局

新北環狀線 0403 地震致鋼箱梁位移 災害調查分析暨復原工程委託審查案

災害調查分析與原因探討報告



中華民國結構工程學會

中華民國 114 年元月

目錄

第 1 章 前言	1
1.1 計畫緣起.....	1
1.2 工作內容.....	1
第 2 章 結構概述及地震特性.....	3
2.1 環狀線概述.....	3
2.1.1 概述.....	3
2.1.2 標別、設計單位及施工單位.....	4
2.1.3 移交.....	4
2.1.4 橋梁維護管理.....	4
2.2 結構系統.....	5
2.3 新北環狀線鄰近測站之地震特性.....	9
2.3.1 0403 地震概述.....	9
2.3.2 新北環狀線鄰近測站之地震資料.....	11
2.3.3 新北環狀線鄰近測站之地震歷時及反應譜.....	14
2.4 震害現況.....	38
2.4.1 橋損說明.....	38
2.4.2 災後營運說明.....	42
第 3 章 現況調查結果.....	43
3.1 調查依據.....	43
3.2 調查工作內容.....	43
3.2.1 支承型式代號說明.....	44
3.2.2 支承位置編碼原則.....	45
3.2.3 支承構件名稱說明.....	45
3.3 調查結果說明.....	45
3.3.1 簡支梁段.....	50
3.3.2 連續梁段.....	53
3.3.3 景安段.....	55
3.4 支承調查現況照片.....	57
3.4.1 簡支梁段上層梁支承照片.....	57
3.4.2 連續梁段上層梁支承照片.....	104
3.4.3 景安段支承照片.....	125
3.5 小結.....	130
第 4 章 設計檢討.....	132

4.1 設計檢討依據.....	132
4.2 設計檢討.....	132
4.3 設計單位回覆之摘要.....	133
4.4 支承設計力是否符合規範規定之檢討.....	134
4.5 小結.....	136
第 5 章 施工檢討	137
5.1 施工檢討依據.....	137
5.2 施工檢討.....	137
5.3 施工單位回覆.....	139
5.4 支承傳力機制與實際施工狀況之檢討.....	139
5.5 小結.....	144
第 6 章 橋梁結構損壞模擬分析	146
6.1 P1316~P1319 橋梁結構模擬分析	146
6.1.1 設計圖說資料.....	146
6.1.2 結構模型建立.....	147
6.1.3 結構模態分析.....	153
6.1.4 0403 地震模擬分析.....	155
6.2 P1317、P1318 支承破壞模擬與分析	159
6.2.1 支承模型.....	159
6.2.2 模擬參數及外力加載.....	160
6.2.3 支承破壞模擬分析結果.....	161
6.3 P1217~P1218 橋梁結構模擬分析	166
6.3.1 設計圖說資料.....	166
6.3.2 結構模型建立.....	166
6.3.3 結構模態分析.....	170
6.3.4 0403 地震模擬分析.....	172
6.4 P1217 支承破壞模擬與分析	174
6.4.1 支承模型.....	174
6.4.2 支承破壞模擬分析結果.....	175
6.5 小結.....	177
第 7 章 橋梁災害原因探討	178
7.1 支承構造機制.....	178
7.2 橋梁災害原因.....	181
第 8 章 總結	186
8.1 複雜橋梁結構系統.....	186

8.2 橋址地震特性.....	188
8.3 回饋與建議.....	190

附錄一 設計單位回覆有關支承設計問題

附錄二 鐵路橋梁有關支承設計之規範章節摘錄

附錄三 施工單位回覆有關支承施工問題

附錄四 維護管理單位說明新北環狀線橋梁檢測及維修狀況

圖目錄

圖 2.1-1 新北環狀線營運路線圖(資料來源：新北大眾捷運股份有限公司).....	3
圖 2.2-1 DF112 標工程範圍及現況照片(圖片來源：新北市政府捷運工程局官方網頁).....	6
圖 2.2-2 細設階段各路段疊式車站	7
圖 2.2-3 爬昇段高架段設置示意圖	7
圖 2.2-4 簡支梁段支承損壞之橋墩結構型式	8
圖 2.2-5 連續梁段支承損壞之橋墩結構型式	8
圖 2.3-1 中央氣象署第 113019 號地震報告(資料來源：中央氣象署).....	9
圖 2.3-2 中央氣象署第 113019 號地震震度圖(資料來源：中央氣象署).....	10
圖 2.3-3 新北環狀線周遭地震測站位置	12
圖 2.3-4 文山區志清國小測站(TAP030) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜	16
圖 2.3-5 文山區志清國小測站(TAP030) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜	17
圖 2.3-6 新店區十四張公園測站(TAP137)0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜	18
圖 2.3-7 新店區十四張公園測站(TAP137) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜	19
圖 2.3-8 永和區頂溪國小測站(TAP026) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜	20
圖 2.3-9 永和區頂溪國小測站(TAP026) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜	21
圖 2.3-10 中和區積穗國小測站(TAP032) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜	22
圖 2.3-11 中和區積穗國小測站(TAP032) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜.....	23
圖 2.3-12 土城區安和國小測站(TAP115) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜.....	24
圖 2.3-13 土城區安和國小測站(TAP115) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜.....	25
圖 2.3-14 板橋區埔墘國小測站(TAP024) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜	26
圖 2.3-15 板橋區埔墘國小測站(TAP024) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜	27
圖 2.3-16 新莊區泰山國小測站(TAP016) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜	28
圖 2.3-17 新莊區泰山國小測站(TAP016) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜	29
圖 2.3-18 新莊區國泰國小測站(TAP037) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜	30
圖 2.3-19 新莊區國泰國小測站(TAP037) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜	31
圖 2.3-20 三重區三光國小測站(TAP011) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜.....	32
圖 2.3-21 三重區三光國小測站(TAP011) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜.....	33
圖 2.3-22 三重區二重國小測站(TAP010) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜	34
圖 2.3-23 三重區二重國小測站(TAP010) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜	35
圖 2.3-24 新北環狀線鄰近測站之最大地表加速度圖	36
圖 2.3-25 新北環狀線鄰近測站之最大地表速度圖	37
圖 2.4-1 0403 新北環狀線地震橋損現況照片	38
圖 2.4-2 新北環狀線橋梁受損位置	39
圖 2.4-3 支承位移橋梁結構配置圖(1/2)	40
圖 2.4-4 支承位移橋梁結構配置圖(2/2)	41
圖 2.4-5 災後營運通車階段示意圖	42

圖 3.2-1	各橋梁段支承數量	44
圖 3.2-2	支承編碼原則範例	45
圖 3.2-3	支承構件名稱	46
圖 3.3-1	施工圖調坡板銑孔深度圖	46
圖 3.3-2	P1217 現場調查銑孔深度示意圖	47
圖 3.3-3	P1216 鋼箱梁頂升後插銷卡在上盤之實際照片	47
圖 3.3-4	P1216 上、下盤錯位後，鋼箱梁頂升後插銷掉落之照片	48
圖 3.3-5	簡支梁段平面示意圖	51
圖 3.3-6	簡支梁段力學行為及現況示意圖	52
圖 3.3-7	連續梁段平面示意圖	54
圖 3.3-8	連續梁段力學行為及現況示意圖	54
圖 3.3-9	景安段平面示意圖	55
圖 3.3-10	景安段力學行為及現況示意圖	56
圖 3.4-1	P1210~P1211 上層結構圖	58
圖 3.4-2	P1216~P1217 上層結構圖	67
圖 3.4-3	P1217~P1218 上層結構圖	74
圖 3.4-4	P1218~P1219 上層結構圖	83
圖 3.4-5	P1221~Y1301 上層結構圖	90
圖 3.4-6	P1302~P1303 上層結構圖	99
圖 3.4-7	P1316~P1319 上層結構圖	104
圖 3.4-8	P1005~P1006 結構圖	125
圖 4.2-1	盤式支承設計表	133
圖 5.2-1	P1217 固定型支承(Type F150-1-SS) 損傷照片與破壞面示意圖	138
圖 5.2-2	P1316 單向型抗上揚支承(Type LU150-1-SS) 損傷照片與破壞面示意圖	138
圖 5.2-3	P1217 支承(Type F150-1-SS) 調坡板銑孔之深度量測照片與施工圖之標示	138
圖 5.4-1	施工單位提供之固定型支承水平力傳遞機制 (摘自附錄三)	139
圖 5.4-2	施工單位提供之單向型抗上揚支承水平力傳遞機制 (摘自附錄三)	140
圖 5.4-3	補強夾具板拆解示意圖 (摘自文件 5 盤式支承強化計畫書)	140
圖 5.4-4	上錨碇板之上鎖螺栓現況調查照片	142
圖 5.4-5	P1221RF 抗拉拔板螺栓鎖固牙數不足之照片	143
圖 5.4-6	摘自文件 3 之補強夾具板計算表	144
圖 6.1-1	P1316~P1319 橋梁結構配置立面圖	146
圖 6.1-2	P1316~P1319 鋼橋墩立面圖(1/2)	149
圖 6.1-3	P1316~P1319 鋼橋墩立面圖(2/2)	150
圖 6.1-4	分析結構模示意圖	151
圖 6.1-5	鋼箱梁加勁材模擬	152
圖 6.1-6	鋼箱梁上部結構模擬	152
圖 6.1-7	支承模擬示意圖	152
圖 6.1-8	鋼柱內灌混凝土之模擬	152

圖 6.1-9	P1316~P1319 模態分析圖.....	153
圖 6.1-10	第 4 個結構振動模態週期與積穗國小測站加速度反應譜(左)、速度反應譜(右)	155
圖 6.1-11	第 4 個結構振動模態振型	155
圖 6.1-12	TAP032 積穗國小測站加速度歷時.....	156
圖 6.1-13	整體橋梁結構分析所得 P1317 支承加速度與 TAP032 測站地表加速度.....	157
圖 6.1-14	整體橋梁結構分析所得 P1318 支承加速度與 TAP032 測站地表加速度.....	158
圖 6.2-1	案例(1)：P1317 支承尺寸及調坡板未銑穿之支承模型示意圖	160
圖 6.2-2	案例(2)：P1317 調坡板銑穿之支承模型示意圖	160
圖 6.2-3	案例(3)：P1317 支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承模型示意圖	160
圖 6.2-4	施工圖說 P318 支承尺寸	160
圖 6.2-5	支承破壞模擬外力加載示意圖	161
圖 6.2-6	3D 支承模型外力加載示意圖	161
圖 6.3-1	P1217~P1218 橋梁結構配置立面圖.....	166
圖 6.3-2	P1216~P1219 鋼橋墩立面圖.....	168
圖 6.3-3	P1216~P1219 分析結構模示意圖.....	169
圖 6.3-4	P1216~P1219 模態分析圖.....	170
圖 6.3-5	P1217 支承加速度與 TAP032 所得地表加速度.....	173
圖 6.4-1	案例(1)：P1217 支承尺寸及調坡板未銑穿之支承模型示意圖	174
圖 6.4-2	案例(2)：P1217 調坡板銑穿之支承模型示意圖	174
圖 6.4-3	案例(3)：P1217 支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承模型示意圖	175
圖 7.1-1	固定型盤式支承構造示意圖	179
圖 7.1-2	固定型抗上揚盤式支承	179
圖 7.1-3	施工單位提供之固定型支承水平力傳遞機制 (摘自附錄三).....	179
圖 7.1-4	單向型抗上揚盤式支承	180
圖 7.1-5	施工單位提供之單向型抗上揚支承水平力傳遞機制 (摘自附錄三).....	180
圖 7.2-1	施工圖調坡板銑孔深度圖	181
圖 7.2-2	現場調查時，銑孔深度照片及示意圖	181
圖 7.2-3	P1216~1217 簡支梁復原工程，鋼箱梁頂升前後之現況照片	182
圖 7.2-4	P1302~P1303 簡支梁復原工程，鋼箱梁頂升前後之照片.....	183
圖 7.2-5	P1217 及 P1318 支承數值分析模擬結果.....	184
圖 8.1-1	P1316~P1319 下部結構立面圖.....	187
圖 8.1-2	P1217~P1219、P1221 簡支梁段下部結構圖立面圖	188
圖 8.2-1	新北環狀線鄰近測站之最大地表加速度圖	189
圖 8.2-2	新北環狀線鄰近測站之最大地表速度圖	190
圖 8.2-3	TAP032 積穗國小測站速度反應譜與橋梁週期.....	190

表目錄

表 2.1-1 新北環狀線設計標及施工標廠商	4
表 2.3-1 地震震度階級對照表	12
表 2.3-2 0403 地震新北環狀線鄰近測站資料	13
表 2.3-3 0403 地震新北環狀線鄰近測站地震歷時與特性說明	15
表 3.2-1 支承型式代號說明	44
表 3.3-1 支承插銷跳脫清單	48
表 3.3-2 支承插銷跳脫樣態分類	49
表 3.3-3 拉拔板損傷示意圖	51
表 3.4-1 簡支梁段支承表	57
表 3.4-2 P1210LF 支承現況	59
表 3.4-3 上層 P1210LF 支承模型建置	60
表 3.4-4 上層 P1210RF 支承現況	61
表 3.4-5 上層 P1210RF 支承模型建置	62
表 3.4-6 上層 P1211LN 支承現況	63
表 3.4-7 上層 P1211LN 支承模型建置	64
表 3.4-8 上層 P1211RN 支承現況	65
表 3.4-9 上層 P1211RN 支承模型建置	66
表 3.4-10 上層 P1216LF 支承現況	68
表 3.4-11 上層 P1216RF 支承現況	69
表 3.4-12 上層 P1217LN 支承現況	70
表 3.4-13 上層 P1217LN 支承模型建置	71
表 3.4-14 上層 P1217RN 支承現況	72
表 3.4-15 上層 P1217RN 支承模型建置	73
表 3.4-16 上層 P1217LF 支承現況	75
表 3.4-17 上層 P1217LF 支承模型建置	76
表 3.4-18 上層 P1217RF 支承現況	77
表 3.4-19 上層 P1217RF 支承模型建置	78
表 3.4-20 上層 P1218LN 支承現況	79
表 3.4-21 上層 P1218LN 支承模型建置	80
表 3.4-22 上層 P1218RN 支承現況	81
表 3.4-23 上層 P1218RN 支承模型建置	82
表 3.4-24 上層 P1218LF 支承現況	84
表 3.4-25 上層 P1218LF 支承模型建置	85
表 3.4-26 上層 P1218RF 支承現況	86
表 3.4-27 上層 P1218RF 支承模型建置	87
表 3.4-28 上層 P1219LN 支承現況	88

表 3.4-29	上層 P1219RN 支承現況	89
表 3.4-30	上層 P1221LF 支承現況	91
表 3.4-31	上層 P1221LF 支承現況	92
表 3.4-32	上層 P1221LF 支承模型建置	93
表 3.4-33	上層 P1221RF 支承現況	94
表 3.4-34	上層 P1221RF 支承現況	95
表 3.4-35	上層 P1221RF 支承模型建置	96
表 3.4-36	上層 Y1301LN 支承現況	97
表 3.4-37	上層 Y1301RN 支承現況	98
表 3.4-38	上層 P1302LF 支承現況	100
表 3.4-39	上層 P1302RF 支承現況	101
表 3.4-40	上層 P1303LN 支承現況	102
表 3.4-41	上層 P1303RN 支承現況	103
表 3.4-42	連續梁段支承表	104
表 3.4-43	上層 P1316LF 支承現況	105
表 3.4-44	上層 P1316LF 支承現況(1/2)	106
表 3.4-45	上層 P1316LF 支承模型建置(2/2)	107
表 3.4-46	上層 P1316RF 支承現況(1/2)	108
表 3.4-47	上層 P1316RF 支承現況(2/2)	109
表 3.4-48	上層 P1316RF 支承模型建置	110
表 3.4-49	上層 P1317L 支承現況	111
表 3.4-50	上層 P1317L 支承模型建置	112
表 3.4-51	上層 P1317R 支承現況	113
表 3.4-52	上層 P1317R 支承模型建置	114
表 3.4-53	上層 P1318L 支承現況	115
表 3.4-54	上層 P1318L 支承模型建置	116
表 3.4-55	上層 P1318R 支承現況	117
表 3.4-56	上層 P1318R 支承模型建置	118
表 3.4-57	上層 P1319LN 支承現況(1/2)	119
表 3.4-58	上層 P1319LN 支承現況(2/2)	120
表 3.4-59	上層 P1319LN 支承模型建置	121
表 3.4-60	上層 P1319RN 支承現況(1/2)	122
表 3.4-61	上層 P1319RN 支承現況(2/2)	123
表 3.4-62	上層 P1319RN 支承模型建置	124
表 3.4-63	景安段支承表	125
表 3.4-64	P1005LF 支承現況	126
表 3.4-65	P1005RF 支承現況	127
表 3.4-66	P1006LN 支承現況	128
表 3.4-67	P1006RN 支承現況	129

表 3.5-1 支承調查結果清單	131
表 5.4-1 夾具板補強方式之疑慮	141
表 6.1-1 P1316~P1319 之鋼橋墩尺寸.....	147
表 6.1-2 材料強度	147
表 6.1-3 模型設定材料強度	147
表 6.1-4 P1315~P1320 土壤彈簧勁度設定.....	148
表 6.1-5 附屬結構物重量	148
表 6.1-6 P1316~P1319 各模態下不同方向之參與質量.....	154
表 6.1-7 P1317~P1318 整體橋梁結構分析所得支承之最大加速度值及與地表加速度比值	159
表 6.2-1 P1317 支承破壞模擬分析結果.....	164
表 6.2-2 P1318 支承破壞模擬分析結果.....	165
表 6.3-1 P1217~P1218 之鋼橋墩尺寸.....	166
表 6.3-2 P1216~P1219 土壤彈簧勁度設定.....	167
表 6.3-3 附屬結構物重量	167
表 6.3-4 P1216~P1219 各模態下不同方向之參與質量.....	171
表 6.3-5 P1217 整體橋梁結構分析所得支承之最大加速度值及與地表加速度比值	172
表 6.4-1 P1217 支承於不同案例之分析結果.....	176
表 6.5-1 P1317~P1318 整體橋梁結構分析所得支承之最大加速度值及與地表加速度比值	177
表 6.5-2 P1217 整體橋梁結構分析所得支承之最大加速度值及與地表加速度比值	177
表 6.5-3 各支承於不同案例之分析結果	177

第1章 前言

1.1 計畫緣起

民國 113 年 4 月 3 日臺灣花蓮壽豐鄉發生芮氏規模 7.2 強烈地震，造成新北環狀線板新站至橋和站間及景平路段，連接鋼箱梁與橋墩之盤式支承損壞，進而導致 11 處鋼箱梁錯位，亦同時造成軌道變形。災害發生後，新北市政府捷運工程局與工程興建團隊(臺北市政府捷運工程局、台灣世曦工程顧問股份有限公司及中華工程股份有限公司)研商後，立即進行橋梁臨時加固作業，避免餘震造成落橋。

由於 0403 地震造成新北環狀線災損已重大影響公共安全，同時亦因捷運停駛無法提供大眾運輸旅運需求。捷運系統為公眾交通骨幹且臺灣位屬地震頻繁發生地區，復原工程設計及施工對公共安全影響甚鉅，復原後之新北環狀線應滿足現行鐵路橋梁耐震設計規範之標準及地區地震特性，且不允許再發生類似情形之災害。爰應有第三方結構專業單位進行災害分析與原因調查問題，並成立專家學者委員會以專業角度審視復原工程相關工作，並配合對外說明以降低民眾疑慮，以確保新北環狀線恢復營運時安全無虞。

113 年 4 月 12 日新北市政府捷運局(以下簡稱新北捷運局)函(新北捷工字第 1130662358 號函)請中華民國結構工程學會(以下簡稱本學會)，辦理「新北環狀線強震致鋼箱梁復原工作設計委託審查等相關事宜」；113 年 4 月 16 日臺北市政府捷運工程局(以下簡稱臺北捷運局)函(北市一區土字第 1136005507 號函)請本學會，辦理「新北市環狀線捷運橋梁損害事件調查案」。113 年 4 月 17 日三方共同召開「研商雙北共同委託中華民國結構學會」會議(新北捷工字第 1130740222 號函)，會議結論為新北捷運局及臺北捷運局共同委託本學會辦理「新北環狀線 0403 地震致鋼箱梁位移災害調查分析暨復原工程審查案」(以下簡稱本計畫)。

1.2 工作內容

本計畫契約甲方為新北捷運局與臺北市捷運局，契約規定工作內容說明如下：

1. 本學會籌組專家學者委員會(以下簡稱本委員會)，委員會成員報請新北捷運局與臺北捷運局同意。
2. 由新北捷運局協助辦理鋼箱梁位移災害現場會勘，委員會成員進行現場勘查及了解鋼箱梁位移情形，以利了解問題及後續復原工程審查作業。
3. 本學會委託專業調查單位(新北市土木技師公會)進行災害現況調查工作，如：鋼梁\鋼柱內部螺栓、橋面軌道扣件、支承損壞情況等，並提出災害現況調查報告書，以供復原工程設計之依據及災後損傷原因探討參考。專業調查單位報請新北捷運局及臺北捷運局同意。
4. 本學會進行 0403 地震致鋼箱梁位移災害調查、分析與原因探討，並提出災害調查分析與原因探討報告書。

5. 本學會針對設計單位提出之設計相關書圖，進行鋼箱梁復原工程設計審查及永久性精進結構設計審查。
6. 本學會針對施工單位提出之施工計畫書等相關文件，進行鋼箱梁復原工程施工審查。
7. 本學會針對設計單位提出之長期監測計畫書，進行營運階段橋梁監測系統規劃審查。
8. 若第 3-1 階段下層(上行軌)須優先通車營運，設計單位提出結構安全評估報告後，本學會進行營運前審查。
9. 以上辦理事項，本學會及相關委託單位須配合甲方出席對外說明，最後針對本次災害事件提出總結報告。

本報告為依契約第七條第一項第四款規定，災害調查分析與原因探討初步報告(含災害現況調查報告)經甲方核可後 45 日曆天內，應提送之「災害調查分析與原因探討報告」，章節內容：第 2 章 結構概述及地震特性、第 3 章 現況調查結果、第 4 章 設計檢討、第 5 章 施工檢討、第 6 章 橋梁結構損壞模擬分析、第 7 章 橋梁災害原因探討及第八章 總結。

第2章 結構概述及地震特性

2.1 環狀線概述

2.1.1 概述

臺北都會區捷運系統已通車之捷運路線多為輻射狀佈設，須有「環狀路線」將其結合成完備之捷運路網。環狀線是位於臺北都會區的捷運路線，全線以環狀橫跨臺北市及新北市。全線分為環狀線第一階段、環狀線第二階段(南北環段)及東環段，其中環狀線第一階段又稱新北環狀線。新北環狀線採用中運量捷運系統，主要服務範圍包括新店區、中和區、板橋區及新莊區，有 8 座車站(新北產業園區、頭前庄、新埔民生、板橋、中和、景安、十四張、大坪林 8 站)串聯大臺北都會區捷運路網，扮演臺北捷運中樞與橫向聯繫之重要功能，自新店大坪林站採地下方式沿民權路過中正路後出土，以高架方式沿中和景平路、中山路、板南路、板橋板新路至板橋火車站，再經文化路、民生路、新莊思源路，至新北產業園區站，路線全長 15.4 公里，設置 14 座車站，目前營運中路線圖見圖 2.1-1。



圖 2.1-1 新北環狀線營運路線圖(資料來源：新北大眾捷運股份有限公司)

註：車站編號為營運階段之車站編號，與設計階段之車站編號不同，主文內容以設計階段車站編號敘述。

2.1.2 標別、設計單位及施工單位

民國 95 年新北市政府以簽訂行政契約方式，委託臺北市政府擔任新北環線建設之地方主管機關，由臺北市捷運局主導興建。環狀線第一階段設地下車站 1 座，高架車站 13 座，區分為 3 個細部設計標分別為 DF111 標、DF112 標及 DF113 標，及區分為 4 個施工標分別為 CF640 標、CF650 標、CF660A 標及 CF660B 標。各標別承攬廠商見表 2.1-1 所示。

0403 地震損害橋梁位置屬設計標 DF112 標，施工標為 CF650 標。設計廠商為台灣世曦工程顧問股份有限公司(以下簡稱設計單位)，施工廠商為中華工程股份有限公司(以下簡稱施工單位)。其中 CF650 施工標包含 4 個子施工標，分別為 CF651A 土建工程標、CF651B 土建工程標、CF614B 水電環控工程標、CF616B 電梯及電扶梯工程標。

CF651A 子施工標民國 110 年 6 月 16 日驗收，2 年裝修保固期於民國 112 年 6 月 16 日到期，維護項目均完成並解除保固，5 年結構保固預定於民國 115 年 6 月 16 日到期。CF651B 子施工標民國 110 年 3 月 12 日驗收，2 年裝修保固期於民國 112 年 3 月 12 日到期，維護項目均完成並解除保固，5 年結構保固預定於民國 115 年 3 月 12 日到期。

表 2.1-1 新北環狀線設計標及施工標廠商

設計標別	設計廠商	施工標別	施工廠商
DF111 標	中興工程顧問股份有限公司	CF640 標	皇昌營造股份有限公司
DF112 標	台灣世曦工程顧問股份有限公司	CF650 標	中華工程股份有限公司
DF113 標	亞新工程顧問股份有限公司/ 泰興工程顧問股份有限公司 聯合承攬	CF660A 標 CF660B 標	春原營造股份有限公司 遠揚營造工程股份有限公司

2.1.3 移交

新北環狀線於 108 年底完工，並於民國 109 年 1 月 31 日正式通車營運，依雙北市政府民國 107 年簽訂營運行政契約書，新北市政府委託臺北市政府將營運及維護管理事宜交付臺北大眾捷運股份有限公司，期間係自新北環狀線營運通車日加計 3 年。後續新北市政府配合政策收回營運行政權責，雙北市政府依營運行政契約書協商，改由新北市政府負地方主管機關權責，並交由新北大眾捷運股份有限公司營運，自民國 112 年 5 月 23 日零時起移轉地方主管機關權責。

2.1.4 橋梁維護管理

新北環狀線營運通車後依序由臺北大眾捷運股份有限公司與新北大眾捷運股份有限公司進行橋梁維護管理。第十一次專家學者會議請維護管理單位說明新北環狀線完工通車後橋梁檢測及維修狀況，相關答覆說明詳見附錄四。

2.2 結構系統

0403 地震損害橋梁位置屬設計標 DF112 標，工程範圍起自中和區景平路秀朗橋端之 Y8 車站，路線向西沿景平路、中山路、板南路、中正路，轉入板橋區板新路，止於板新路與中山路口之 Y14 車站，全長約 6.3 公里，工作內容包括高架橋梁、Y8~Y14 等 7 座高架車站(站名分別為 Y8 秀朗橋站、Y9 景平站、Y10 景安站、Y11 中和站、Y12 橋和站、Y13 中原站、Y14 板新站)，以及 Y10 車站至 Y11 車站間橫渡線工程，並於 Y8 車站、Y10 車站、Y11 車站分別與中和光復線 Y44 車站、中和線景安站及萬大線 LG06 車站連接。DF112 標工程範圍如圖 2.2-1 所示。

DF112 標路線沿中和景平路向西行，自 Y8 秀朗橋站後約 220 m 起至 Y10 景安站後約 215 m 間，約有 2.21 公里須與八里-新店高架道路(台 64 線)共線，亦即須在既有高架橋(台 64 線)東西行線間預留之 3 m 間隙設置橋墩，並於其上方建構高度高於地面 20 m 以上之高架橋梁，與於大勇街口西側 Y9 景平站、景安路口 Y10 景安站等兩座高架車站。

路線於 Y10 站以後北轉行經景平路、中山路、板南路、板新路，並於道路寬度較狹窄之中山路、板南路、板新路，共設置 3 個車站 (Y11~Y13 站)，其中 Y11 中和站位於 24 m 中山路，Y12 橋和站、Y13 中原站位於 20 m 板南路。此路段道路寬度均小於 25 m，且車站兩旁部分建築物高達 10 層以上，若依一般高架捷運車站型式寬度約 19~20 m 設置車站，將有以下問題：

1. 無法提供足夠之都市消防救災活動空間；
2. 嚴重衝擊都市景觀及對周圍建物有日照、噪音、隱密性等衝擊；
3. 依大眾捷運系統兩側禁限建辦法，未來兩側鄰房改建時，需退縮至少 5~6 m，影響未來週邊開發權益。

因此 DF112 標將 Y11、Y12、Y13 車站採「疊式月台」車站方式設站，可減少車站寬度至 9 m，使車站與建築線之間的距離加大到 6~7.5 m，如圖 2.2-2 所示。配合疊式車站之設置，由 Y11 站前約 400 m 起至 Y13 站後 180 m 之間高架橋亦以疊式方式配置，除中山路、板南路道路寬度狹窄外，板南路轉中正路至員山路沿線，既有快速公路設有橋下道路及下橋匝道，道路寬度更為狹窄，此路段亦採疊式配置，直到路線接近板橋市民生路一段，此路段已無快速公路下橋匝道且空間較為寬裕，再轉為單層式高架橋。

DF112 標疊式線於 Y10 站景安站橫渡線後，先調整下層軌道高程以 2.746 % 坡度緩降，高度由 EL. 120.580 降至 EL. 116.9；另下層軌道則以 3.0 % 坡度爬升，高度由 EL. 120.580 升高至 EL. 124.6，再調整上、下層軌道平面線形成為疊式後並以半徑 45 m 之曲線進入 Y11 中和站。Y11 站與 Y12 站間上層軌道高程 EL. 124.6 ~ EL. 125.2，而下層軌道高程 EL. 116.9 ~ EL. 117.5，兩軌以曲率半徑 R=50 m 由中山路轉入板南路 Y12 站橋和站。

Y13 站中原站往北，下層軌道以半徑 R=1,000 m 圓曲線及上層軌道以半徑 R=1,500 m 圓曲線斜交跨越中正路八里新店高架橋後，上層軌道以 3.072 % 坡度下降，高程由 EL. 133.9 降低至 EL. 125.7，下層軌道維持一定坡度，高程為 EL.125.7。



圖 2.2-1 DF112 標工程範圍及現況照片(圖片來源：新北市政府捷運工程局官方網頁)

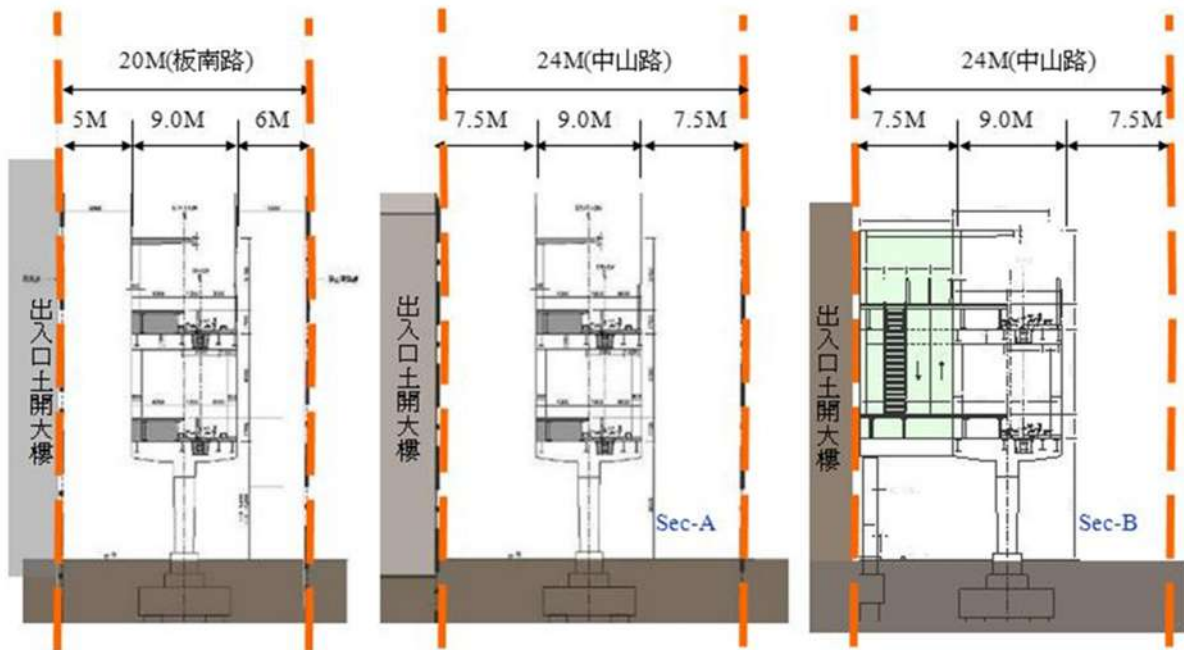


圖 2.2-2 細設階段各路段疊式車站

DF112 標設置「爬昇段高架段」來使單層式高架橋轉換成疊式高架橋。首先，軌道線形需將原單層式高架橋上、下行軌之標準間距 4.15 m 逐漸加大，中央步道寬度亦增大，俟寬度大至約 5.5 m 可設置兩單軌橋時，開始進行單一軌道爬昇，如圖 2.2-3 所示。當上、下行軌間之高程差達足夠相疊之淨距後，兩軌開始向柱中心線靠近，於是兩軌橋梁形成上、下重疊之「疊式高架橋」。然而將疊式高架橋轉換成單層式高架橋則以「爬昇段高架橋」之理念反向進行。

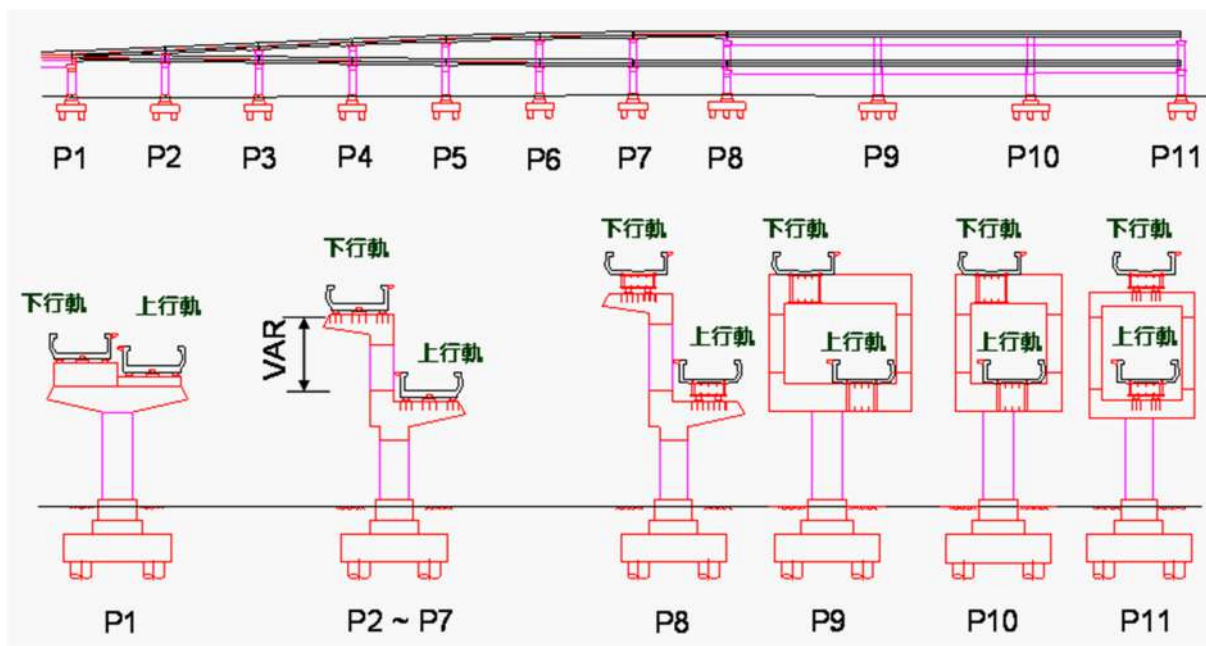


圖 2.2-3 爬昇段高架段設置示意圖

本次橋損位置主要在 Y12 橋和站至 Y14 板新站間，區分為簡支梁段及連續梁段。簡支梁段受損範圍高架橋結構屬疊式橋梁，詳圖 2.2-4。基礎結構為樁基礎，橋墩結構為鋼橋墩高度 17.71~28.19 m，上部結構為單鋼箱型梁。

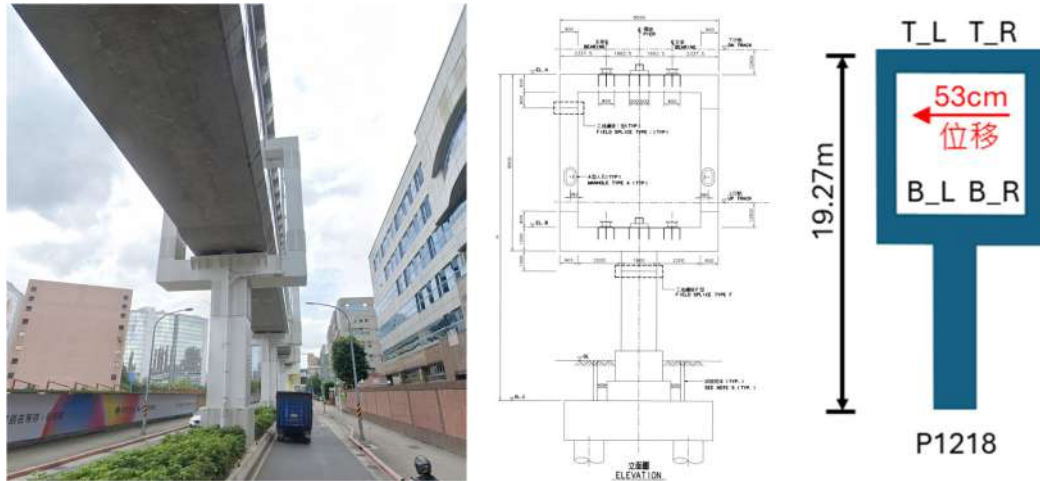


圖 2.2-4 簡支梁段支承損壞之橋墩結構型式

連續梁段受損範圍位於 Y13 中原車站以西。Y13 中原車站以西先以疊式高架橋配置，大跨度跨越台 64 線後，以「下降段高架橋」進行配置，逐漸轉換為單層式高架橋。連續梁段受損範圍橋墩結構型式屬「樹枝狀」，詳圖 2.2-5。基礎結構為樁基礎，橋墩結構為鋼橋墩，高度 22.78~26.4 m，上部結構為單鋼箱型梁。

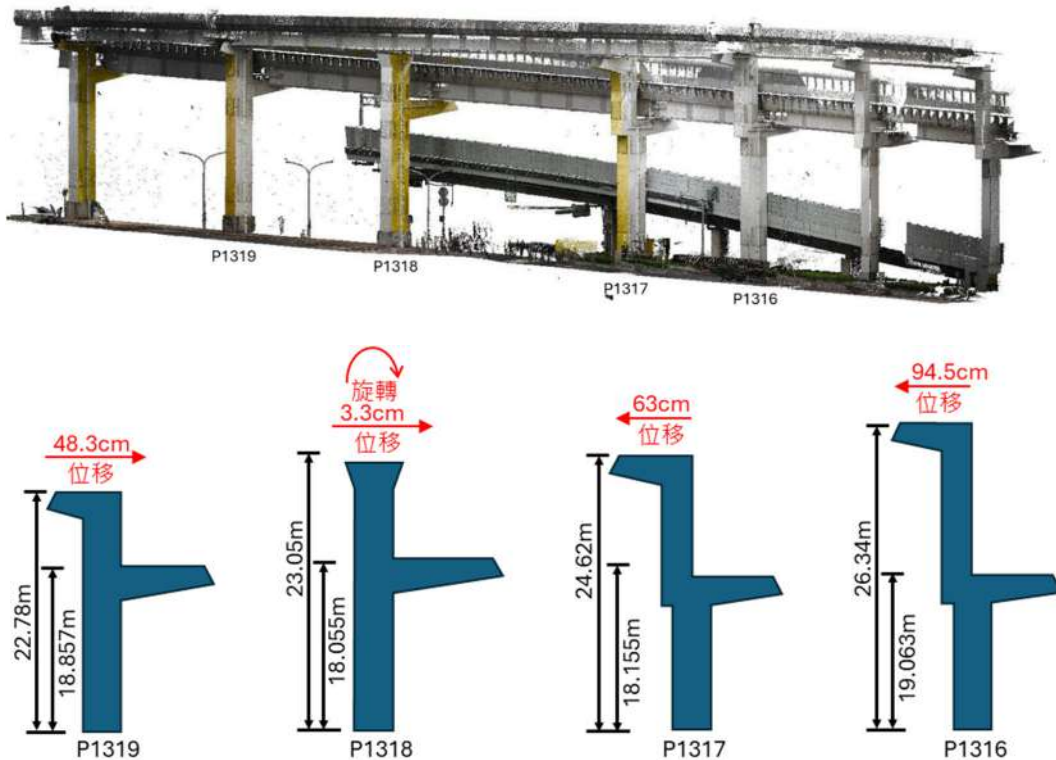


圖 2.2-5 連續梁段支承損壞之橋墩結構型式

新北環狀線 DF112 標行經人口密集、交通繁忙之中和區及板橋區等行政區，路線線形、結構配置、施工方法皆受限於消防法規、道路寬度、台 64 線高架橋等既存條件。因此，DF112 標有「爬昇段」及「下降段」單層式高架橋轉換成疊式高架橋之疊式橋墩及樹枝狀橋墩特殊結構型式，其中板新站至橋和站間之橋墩配合跨越台 64 線高度約達 20~28 m。DF112 標之捷運橋梁結構系統在國內為首次案例，在國外亦屬罕見，不論於設計或施工皆極具挑戰性及困難度。

2.3 新北環狀線鄰近測站之地震特性

2.3.1 0403 地震概述

民國 113 年 4 月 3 日上午 7 時 58 分於花蓮縣壽豐鄉發生芮氏規模 7.2 強震，震央位於花蓮縣政府南南西方 14.9 公里，震源深度為 22.5 公里，並在花蓮縣秀林鄉最大震度為 6 強，新北市及臺北市最大震度達 5 弱，中央氣象署地震報告圖詳圖 2.3-1、震度圖詳圖 2.3-2。

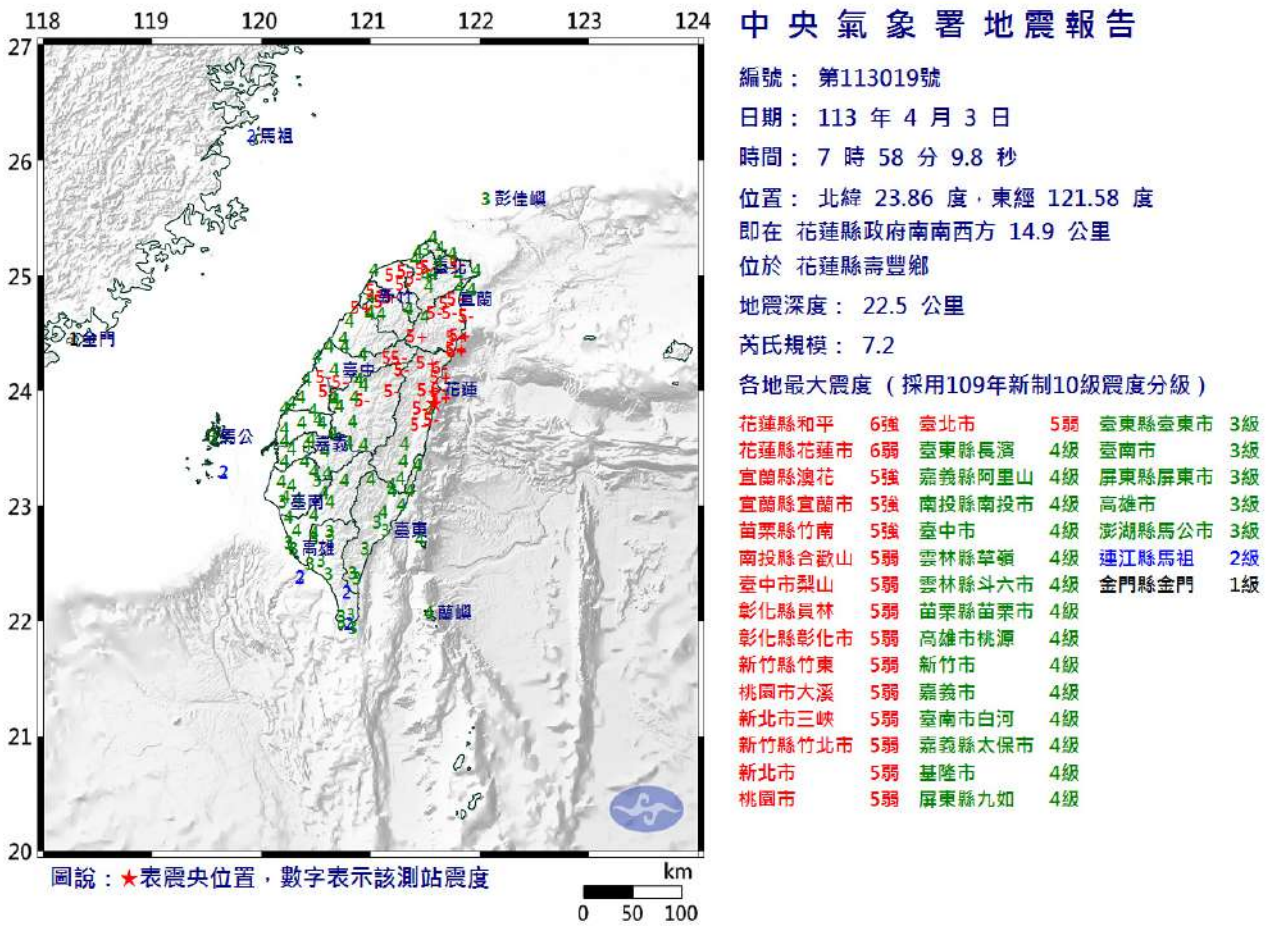


圖 2.3-1 中央氣象署第 113019 號地震報告(資料來源：中央氣象署)

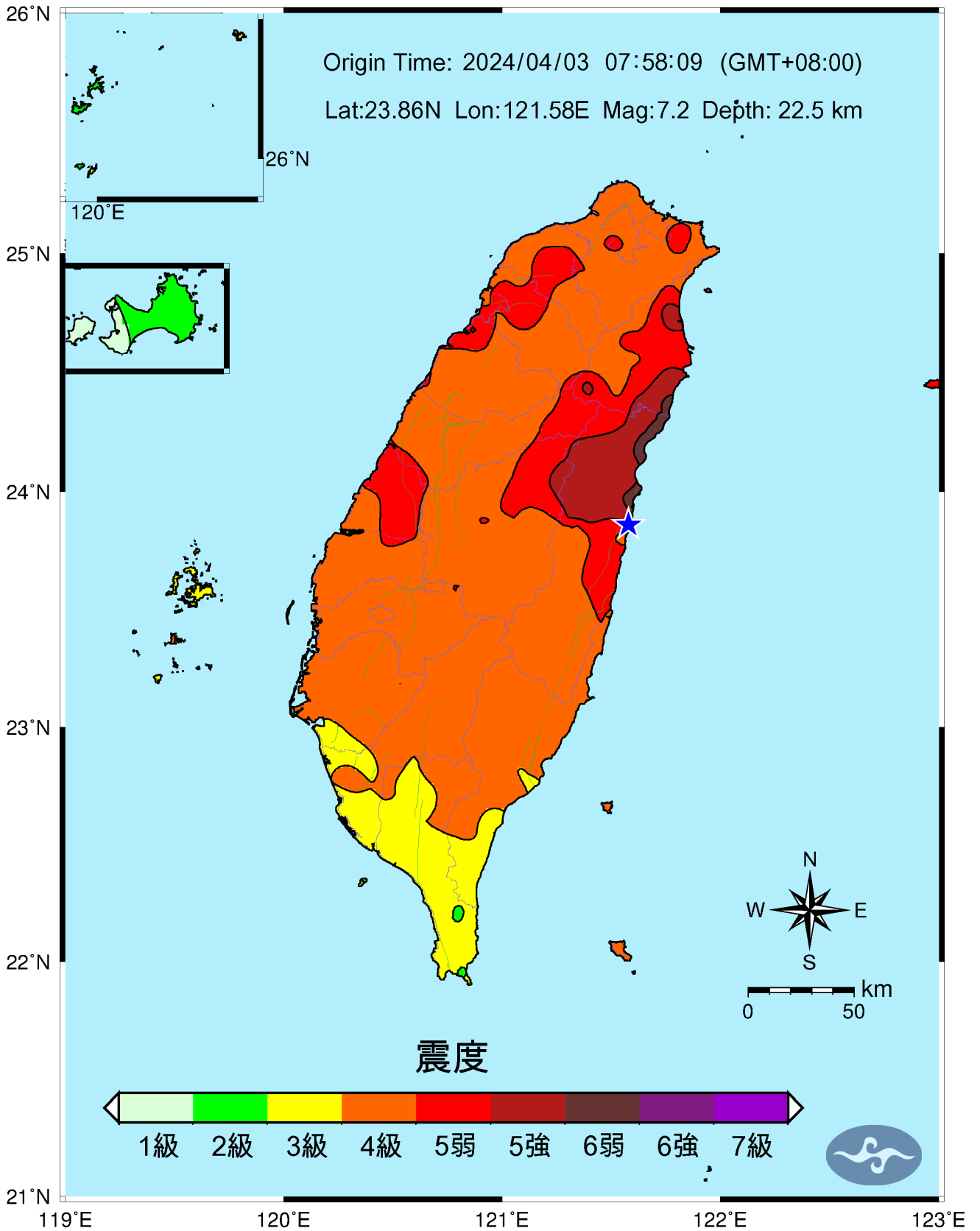


圖 2.3-2 中央氣象署第 113019 號地震震度圖(資料來源：中央氣象署)

2.3.2 新北環狀線鄰近測站之地震資料

依中央氣象署民國 109 年頒布震度分級規定，地震震度 4 級（含）以下其地震震度階級對照最大地表加速度值(PGA)來決定；地震震度 5 級（含）以上其地震震度階級對照最大地表速度值(PGV)來決定，地震震度階級對照表，如表 2.3-1 所示。4 級地震最大地表加速度值為 80 gal，最大地表加速度大於 80 gal 之地震震度則以最大地表速度值來區分，如：PGV 15~30 cm/sec 為 5 弱地震、PGV 30 ~ 50 cm/sec 為 5 強地震。若最大地表加速度值大於 80 gal，而最大地表速度值未達 15 cm/sec 之地震震度則列為 5 弱地震。民國 109 年新頒布震度分級規定與原震度分級規定主要差異說明如下：

1. 原地震震度分 8 級，其中 5 級（強震）及 6 級（烈震）級距區間較寬，不利區分災情差別。
2. 隨科技進步，原地震震度分級演算易在小規模地震時，解析到有高震度，而發布高震度地震報告，但此高震度僅出現在局部地區，且維持時間很短暫，一般不致造成災害。地表加速度值 PGA 表示為力量大小，對力量進行時間累積表示為能量，然而能量大小才是影響損傷的關鍵因素，因此較高震度改以最大地表速度 PGV 來區分。
3. 強化地震震度在地震救災與應變作業上的實用性，參考美、日相關作業與國內學者研究結果，使地震震度與災害發生有更高之關聯性。

於中央氣象署-臺灣地震與地球資料管理系統(<https://gdms.cwa.gov.tw/map.php>)蒐集新北環狀線鄰近測站共十筆地震資料。從南到北分別為文山區 TAP030 志清國小、新店區 TAP137 十四張公園、永和區 TAP026 頂溪國小、中和區 TAP032 積穗國小、土城區 TAP115 安和國小、板橋區 TAP024 埔墘國小、新莊區 TAP016 泰山國小、新莊區 TAP037 國泰國小、三重區 TAP011 三光國小、及三重區 TAP010 二重國小，其中距離本次災害範圍最近的測站為中和區 TAP032 積穗國小，距離 Y13 中原站約 1 公里、土城區 TAP115 安和國小，距離 Y13 中原站約 2.8 公里及永和區 TAP026 頂溪國小，距離 Y12 橋和站約 2.4 公里，新北環狀線鄰近測站相關位置圖，詳見圖 2.3-3。新北環狀線鄰近測站測得最大地表加速度值(PGA)及最大地表速度值(PGV)整理如表 2.3-2 所示。

由表 2.3-2 得知，新北環狀線鄰近測站之最大地表加速度值大部分皆大於 80 gal (紅色框線範圍)，地震震度已達 5 級震度；鄰近本次災害橋梁位置之頂溪國小 TAP026 測站、積穗國小 TAP032 測站、安和國小 TAP115 測站南北向最大地表加速度值分別為 224.60 gal、206.77 gal 及 223.17 gal，為新北環狀線鄰近測站地表加速度較大之區域。

由表 2.3-2 得知，鄰近本次災害橋梁位置之頂溪國小 TAP026 測站、積穗國小 TAP032 測站、安和國小 TAP115 測站、及埔墘國小 TAP024 測站之最大地表速度值皆大於 15 cm/sec (黃色框線範圍)，其中積穗國小 TAP032 測站最大地表速度值高達 32.16 cm/sec，已屬 5 強震度值。由此可知，依據中央氣象署測站所得資料，鄰近本次災害橋梁位置確實所受地震能量較新北環狀線其他測站大。

表 2.3-1 地震震度階級對照表

震度階級	0 級	1 級	2 級	3 級	4 級	5 弱	5 強	6 弱	6 強	7 級
PGA (gal)	<0.8	0.8~ 2.5	2.5~ 8.0	8.0~ 25	25~ 80	80~ 140	140~ 250	250~ 440	440~ 800	>800
震度階級	0 級	1 級	2 級	3 級	4 級	5 弱	5 強	6 弱	6 強	7 級
PGV (cm/sec)	<0.2	0.2~ 0.7	0.7~ 1.9	1.9~ 5.7	5.7~ 15	15~ 30	30~ 50	50~ 80	80~ 140	>140



圖 2.3-3 新北環狀線周遭地震測站位置

表 2.3-2 0403 地震新北環狀線鄰近測站資料

測站	行政區	震度	垂直向 最大地表 加速度值 PGA(gal)	南北向 最大地表 加速度值 PGA(gal)	東西向 最大地表 加速度值 PGA(gal)	垂直向 最大地表 速度值 PGV(cm/s)	南北向 最大地表 速度值 PGV(cm/s)	東西向 最大地表 速度值 PGV(cm/s)	測站與新北環狀線最近車站距離 (km)
志清國小 TAP030	文山區	5 弱	39.97	86.99	88.34	5.1	1.4	1.8	距 Y07 十四張站約 1.9 公里
十四張公園 TAP137	新店區	5 弱	39.97	128.5	93.34	6	1.6	1.9	距 Y07 十四張站約 0.5 公里
頂溪國小 TAP026	永和區	5 弱	67.38	224.60	136.01	5.79	22.20	16.99	距 Y12 橋和站約 2.4 公里
積穗國小 TAP032	中和區	5 強	74.73	206.77	181.88	9	32.16	14.06	距 Y13 中原站約 1.0 公里
安和國小 TAP115	土城區	5 強	59.93	223.17	164.94	5.5	29.11	18.34	距 Y13 中原站約 2.8 公里
埔墘國小 TAP024	板橋區	5 弱	74.80	95.10	116.47	10.15	17.16	20.55	距 Y14 板新站約 0.5 公里
泰山國小 TAP016	泰山區	5 弱	39.73	95.5	91.13	8.9	1.9	1.4	距 Y19 新北產業園區站約 3.0 公里
國泰國小 TAP037	新莊區	5 弱	31.9	87.08	84.07	6	2.4	1.6	距 Y17 頭前庄站約 2.0 公里
三光國小 TAP011	三重區	5 弱	47.25	71.17	97.21	6.3	1.2	1.2	距 Y18 幸福站約 3.8 公里
二重國小 TAP010	三重區	4 級	53.05	53.23	68.41	5.9	1.3	1.1	距 Y19 新北產業園區站約 2.0 公里

資料來源：中央氣象署-臺灣地震與地球資料管理系統(<https://gdms.cwa.gov.tw/map.php>)整理。

2.3.3 新北環狀線鄰近測站之地震歷時及反應譜

接續第 2.3.2 節所蒐集新北環狀線鄰近測站共十筆地震資料，將其三個方向之加速度地震歷時、積分後之速度地震歷時及分別轉換頻率域之加速度反應譜與速度反應譜，繪製如圖 2.3-4~圖 2.3-23 所示，並與回歸期 475 年設計地震之台北盆地重要橋梁設計反應譜進行比較說明，如表 2.3-3 所示。

依現行規範，地震微分區為文山區、新店區之 DF111 標範圍，及地震微分區為三重區、新莊區、板橋區之 DF113 標範圍，0403 地震實測 PGA 與 PGV 皆遠低於中和區及永和區；反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜，波形特性於中長週期有顯著衰減趨勢，屬典型之反應譜特性。DF111 標及 DF113 標範圍無發生橋梁受損情事。

地震微分區為中和區、永和區之 DF112 標範圍，水平向 PGA 數值為鄰標約 2 倍左右；水平向 PGV 數值更達鄰標約 15 倍左右；反應譜峰值部分接近台北盆地重要橋梁設計地震反應譜，且於短週期範圍有雙峰值波形之現象，為本次橋梁災損範圍。

本次受損橋梁連續梁段 P1316~P1319 行車向及垂直行車向結構振動週期約為 1.4 s，垂直向結構振動週期約為 0.3~0.4 s；簡支梁段 P1217~P1218 行車向及垂直行車向結構振動週期分別約為 1.17 s、1.24 s。距離本次橋損 Y13 中原站僅約 1 公里之 TAP032 積穗國小測站南北向**加速度**反應譜有顯著之雙峰現象，其對應週期分別約在 0.4 s 及 1.1 s；南北向**速度**反應譜之峰值介於 1.0~1.5 s 區間內。此次地震高能量區間對應的週期涵蓋範圍與橋梁振動週期相近，依理其橋梁地震反應可能較大。

新北環狀線鄰近測站共十筆地震資料最大地表加速度及速度數值與所在區域位置整理如圖 2.3-24 ~ 圖 2.3-25 所示。由圖可知，0403 地震測站所得資料於中和區及永和區確實有較大之地震歷時紀錄，水平向 PGA 數值約為相鄰行政區 2 倍；水平向 PGV 數值約為相鄰行政區 15 倍，且加速度反應譜有雙峰值對應週期可能造成較大地震反應，南北向速度反應譜亦呈現較高數值。

表 2.3-3 0403 地震新北環狀線鄰近測站地震歷時與特性說明

	測站	行政區	震度	地震加速度特性說明
1	志清國小 TAP030	文山區	5 弱	反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。
2	十四張公園 TAP137	新店區	5 弱	(1) 南北向加速度反應譜於短週期有峰值；(2) 加速度反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。
3	頂溪國小 TAP026	永和區	5 弱	(1) 南北向加速度反應譜於短週期有峰值；(2) 南北向加速度反應譜峰值接近台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。
4	積穗國小 TAP032	中和區	5 強	(1) 南北向加速度反應譜於有顯著之雙峰 (peak)；於中長週期 1.1 s 有第二峰值；(2) 南北向加速度反應譜峰值接近台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。
5	安和國小 TAP115	土城區	5 強	(1) 南北向加速度反應譜於短週期有峰值；(2) 南北向加速度反應譜峰值接近台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。
6	埔墘國小 TAP024	板橋區	5 弱	(1) 東西向加速度反應譜於短週期有峰值，中長週期後有顯著衰減趨勢；(2) 東西向加速度反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。
7	泰山國小 TAP016	泰山區	5 弱	反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。
8	國泰國小 TAP037	新莊區	5 弱	反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。
9	三光國小 TAP011	三重區	5 弱	反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。
10	二重國小 TAP010	三重區	4 級	反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

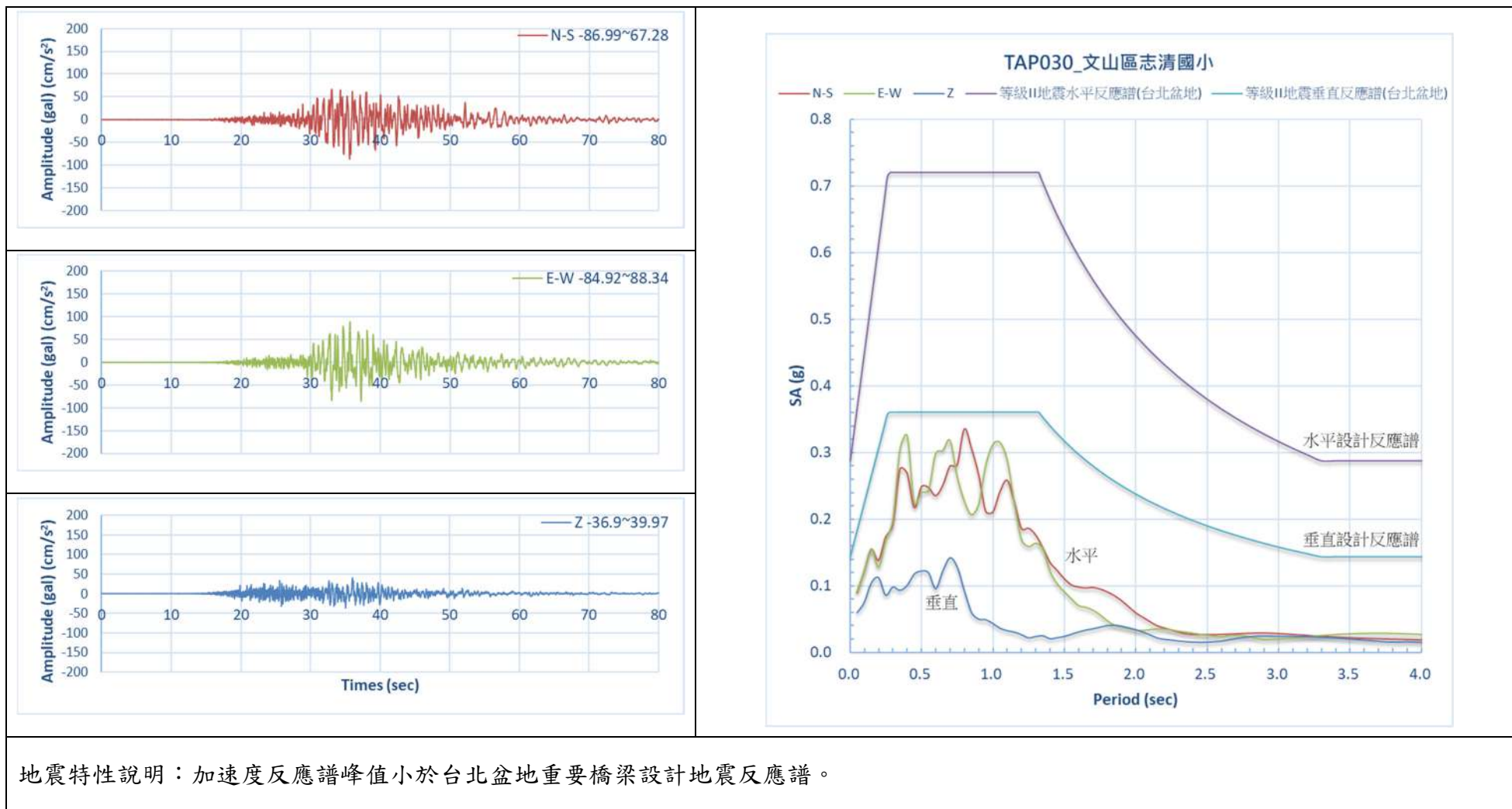


圖 2.3-4 文山區志清國小測站(TAP030) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

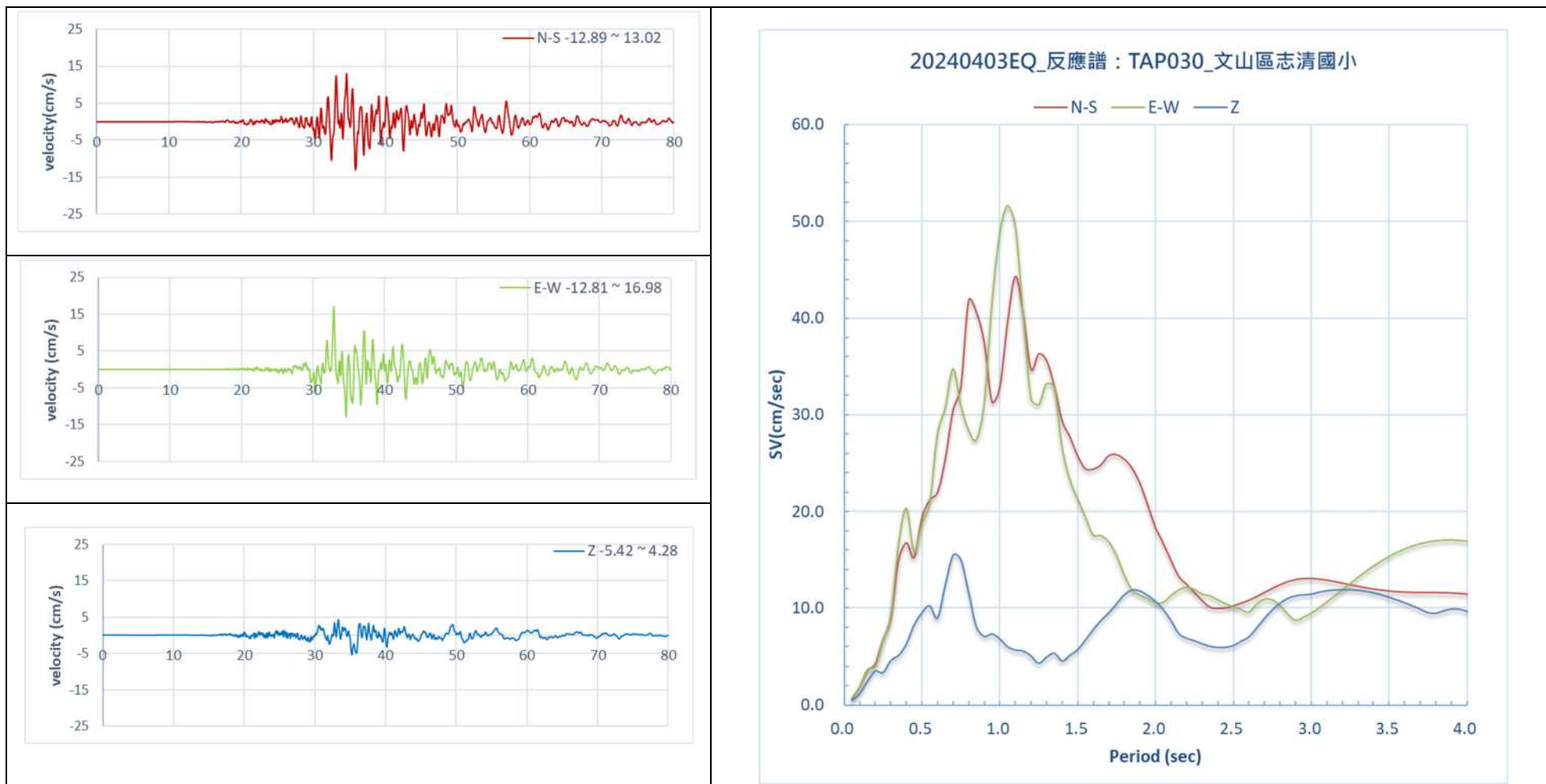
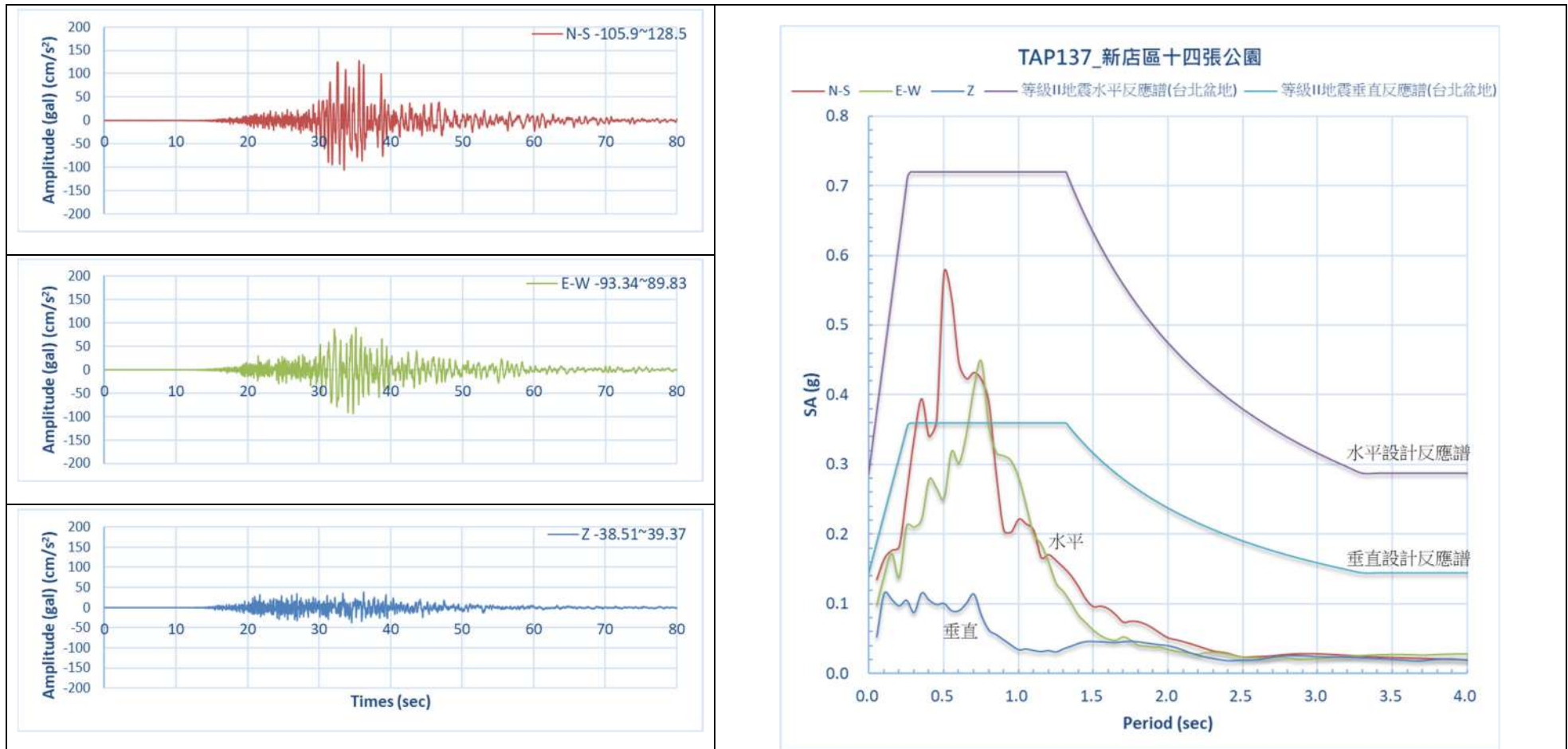


圖 2.3-5 文山區志清國小測站(TAP030) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜



地震特性說明：(1)南北向加速度反應譜於短週期有峰值，中長週期後有顯著衰減趨勢；(2) 加速度反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

圖 2.3-6 新店區十四張公園測站(TAP137)0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

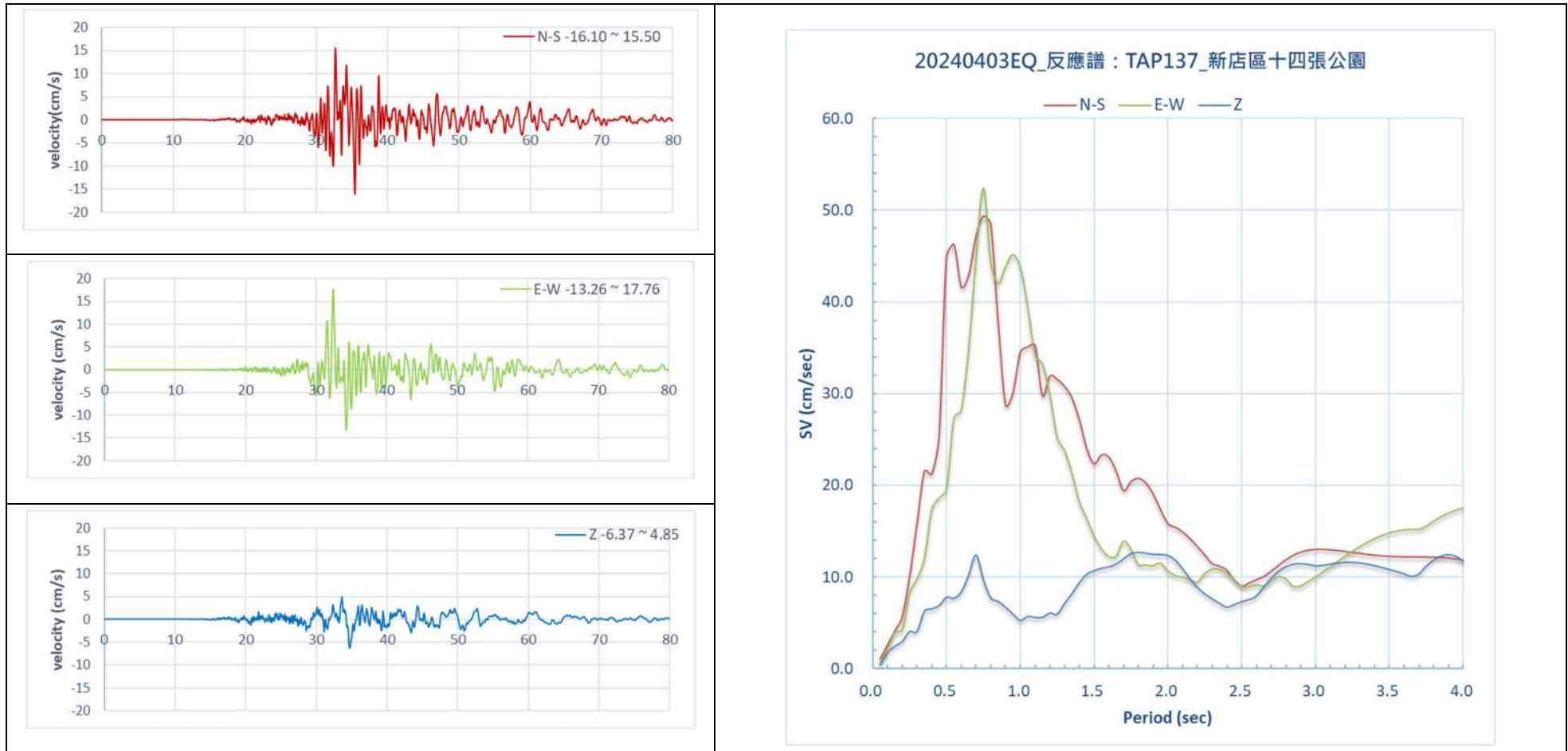
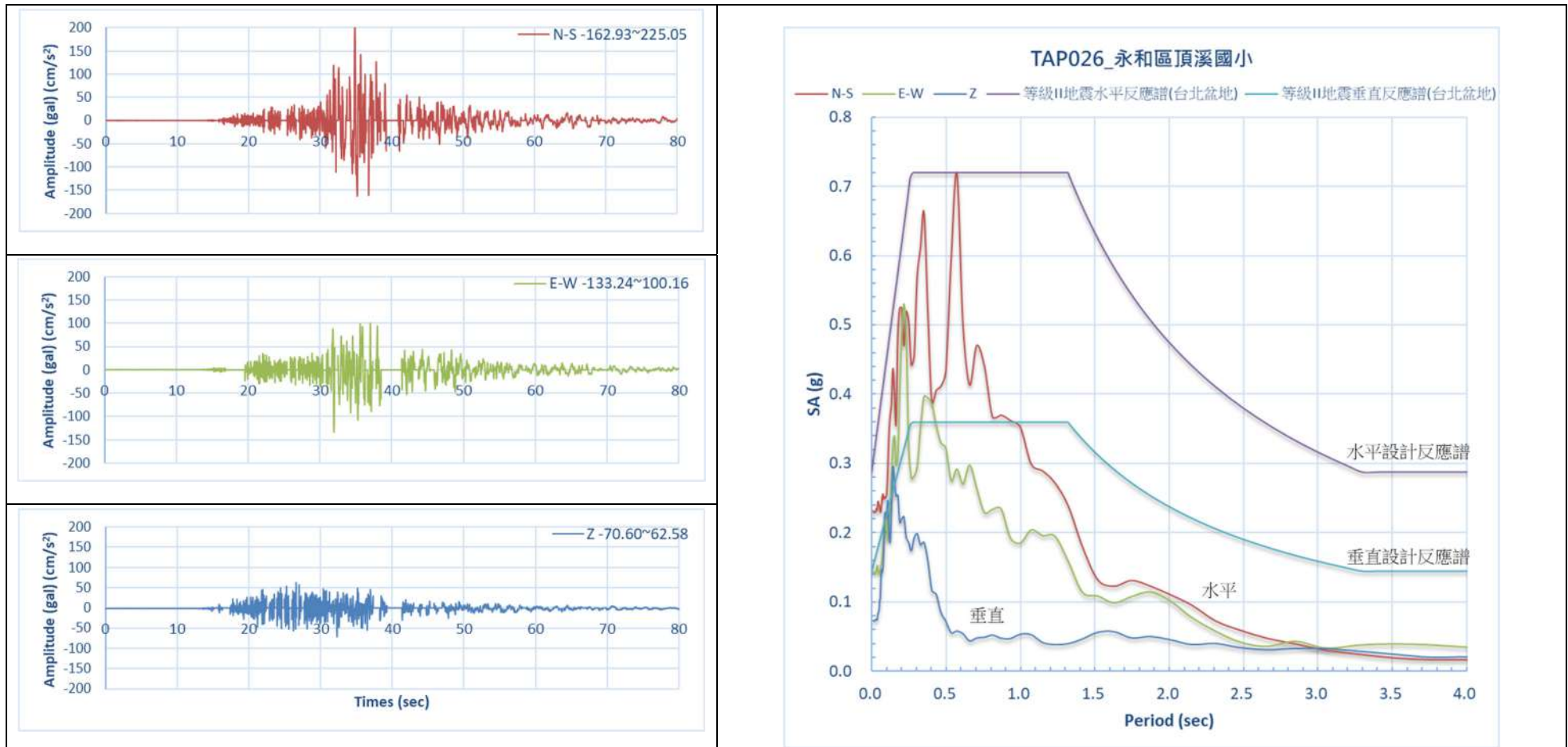


圖 2.3-7 新店區十四張公園測站(TAP137) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜



地震特性說明：(1) 南北向加速度反應譜於短週期有峰值，中長週期後有顯著衰減趨勢；(2) 南北向加速度反應譜峰值接近台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

圖 2.3-8 永和區頂溪國小測站(TAP026) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

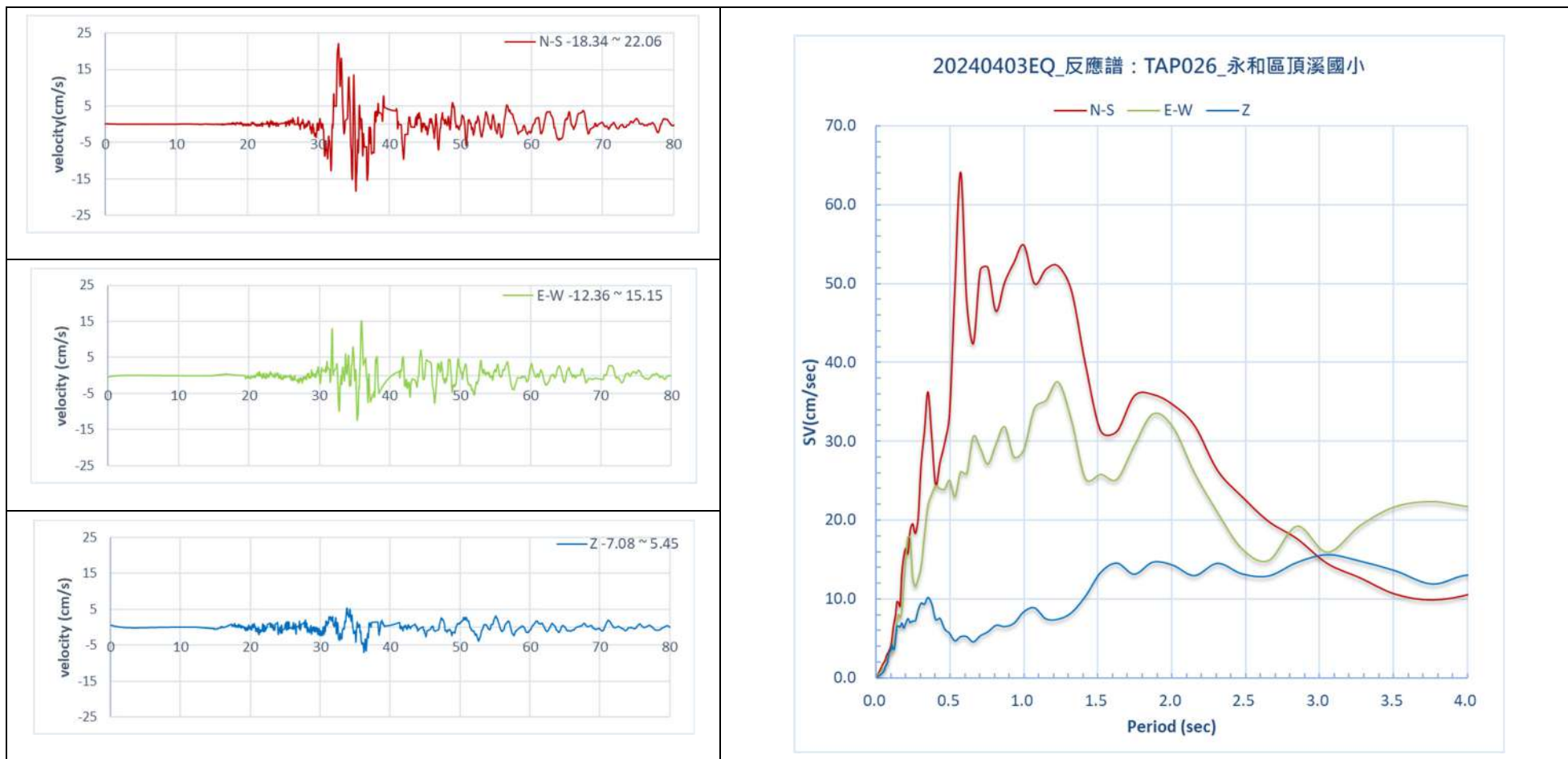
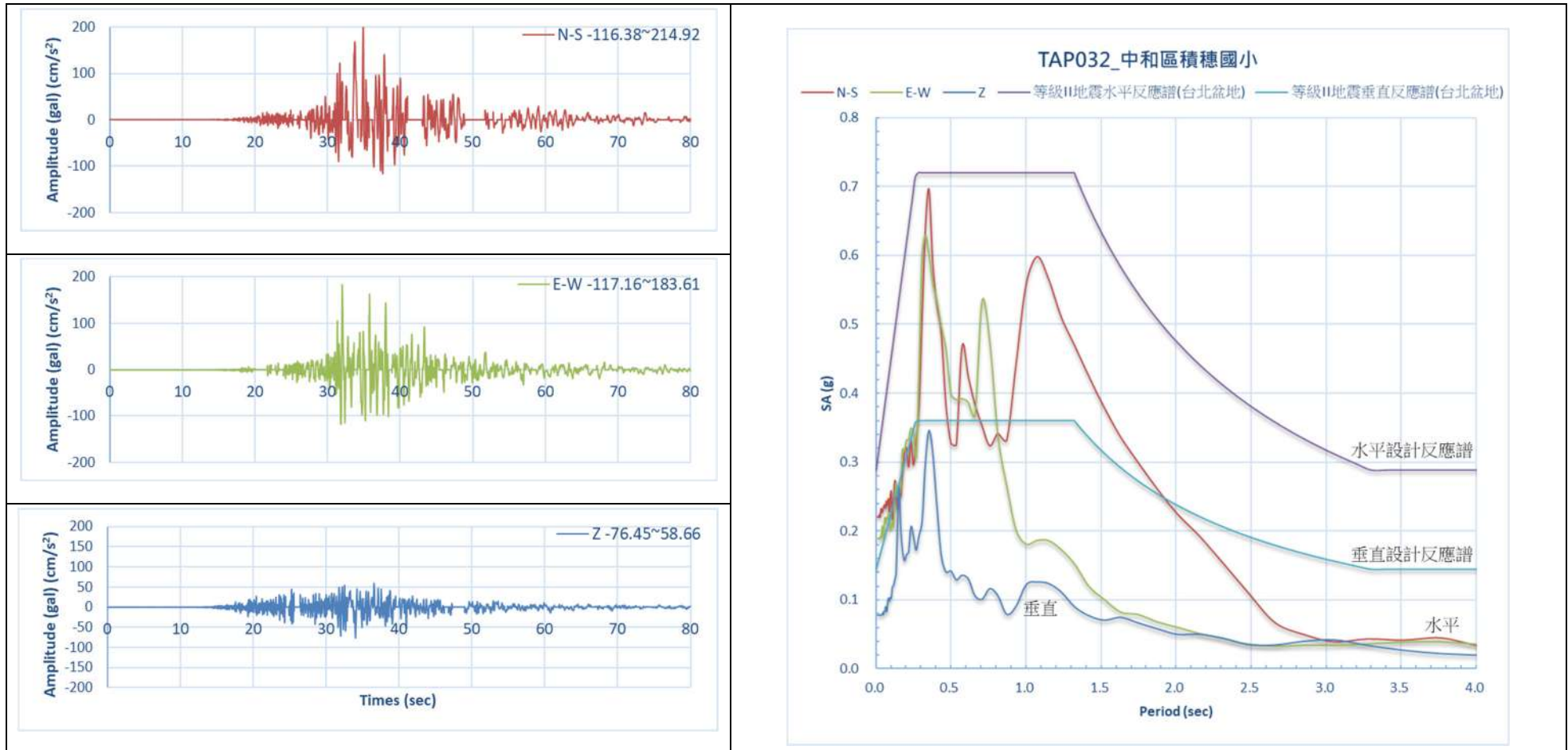


圖 2.3-9 永和區頂溪國小測站(TAP026) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜



地震特性說明：(1) 南北向加速度反應譜於有顯著之雙峰(peak)；於中長週期 1.1 s 有第二峰值；(2) 南北向加速度反應譜峰值接近台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

圖 2.3-10 中和區積穗國小測站(TAP032) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

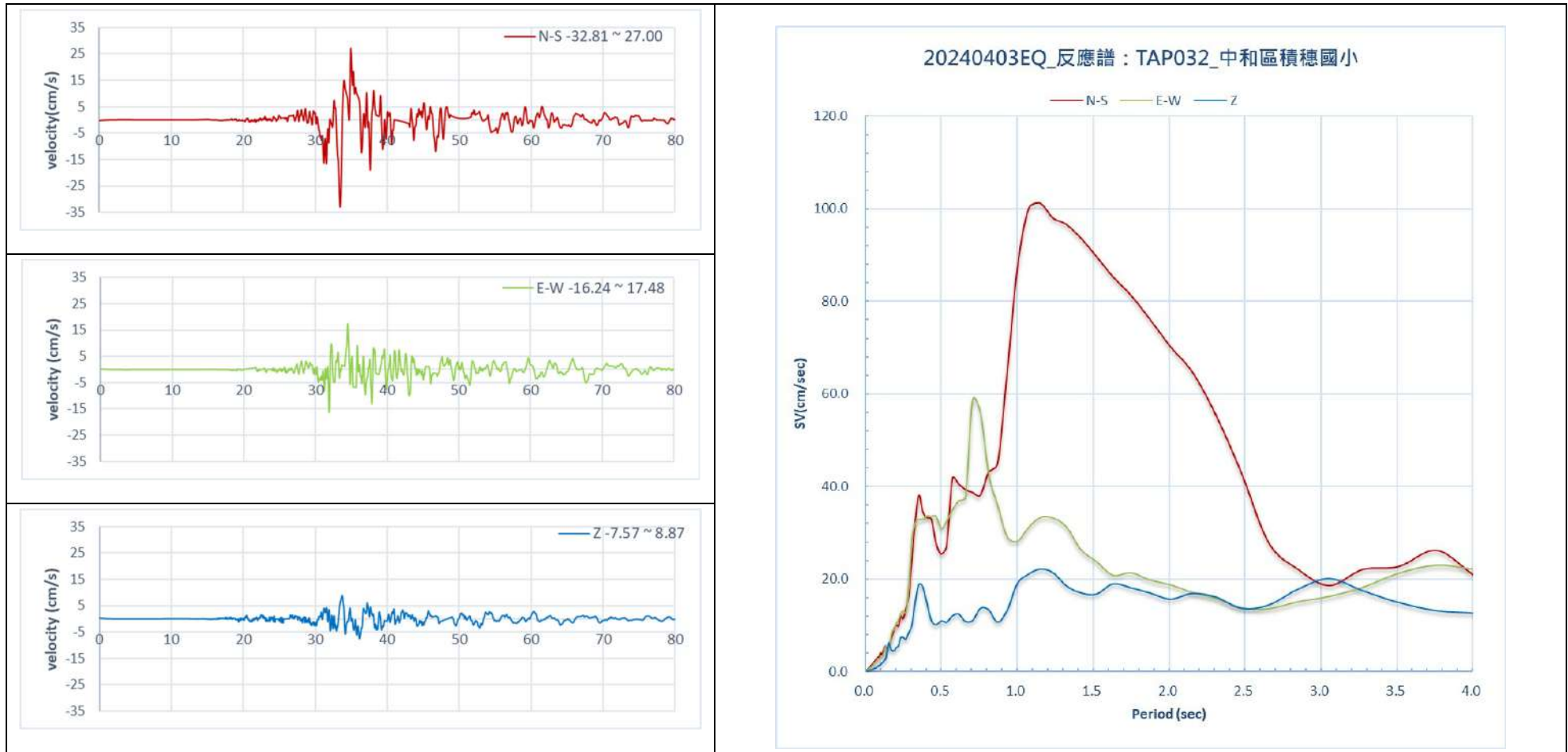
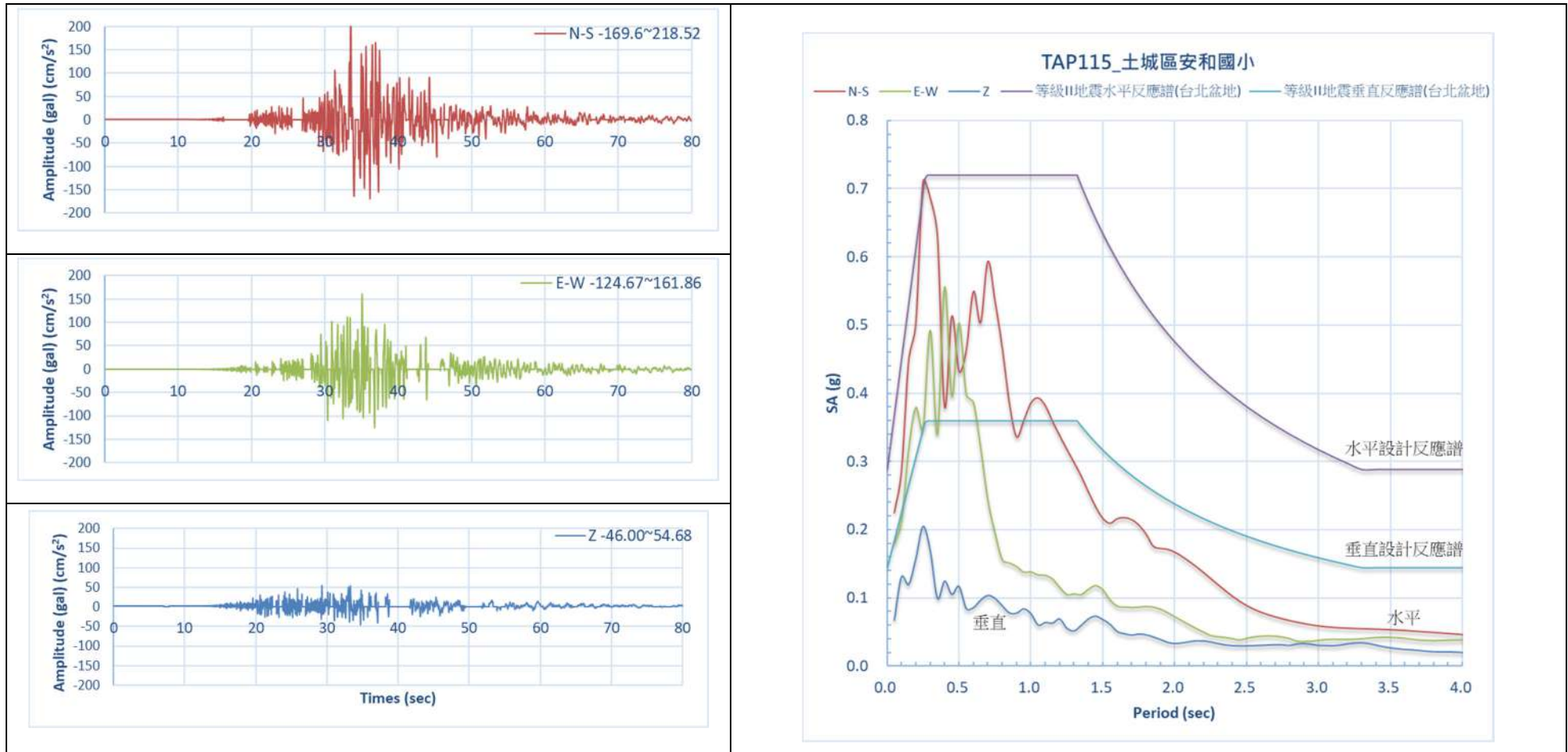


圖 2.3-11 中和區積穗國小測站(TAP032) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜



地震特性說明：(1) 南北向加速度反應譜於短週期有峰值，中長週期後有顯著衰減趨勢；(2) 南北向加速度反應譜峰值接近台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

圖 2.3-12 土城區安和國小測站(TAP115) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

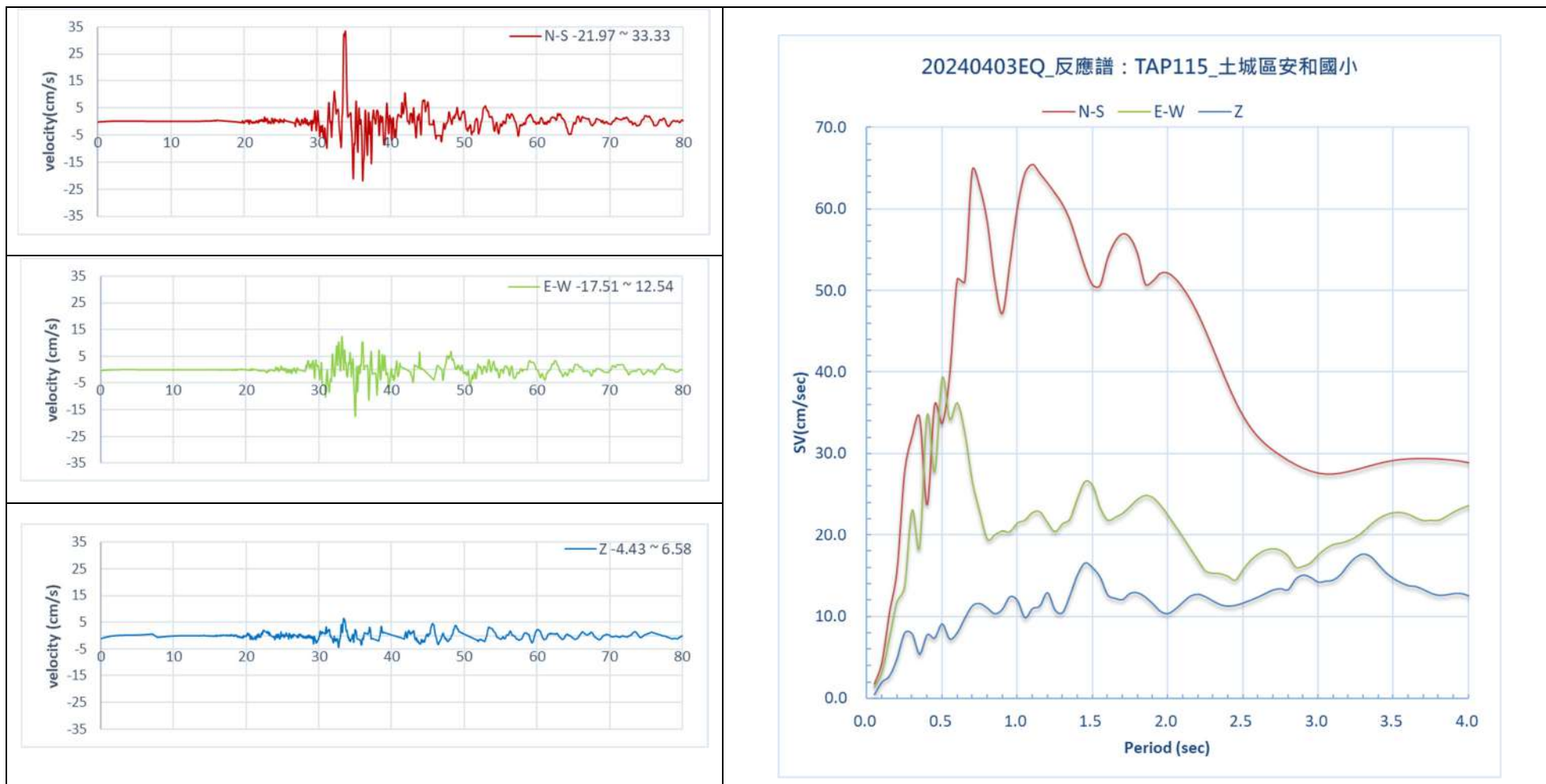
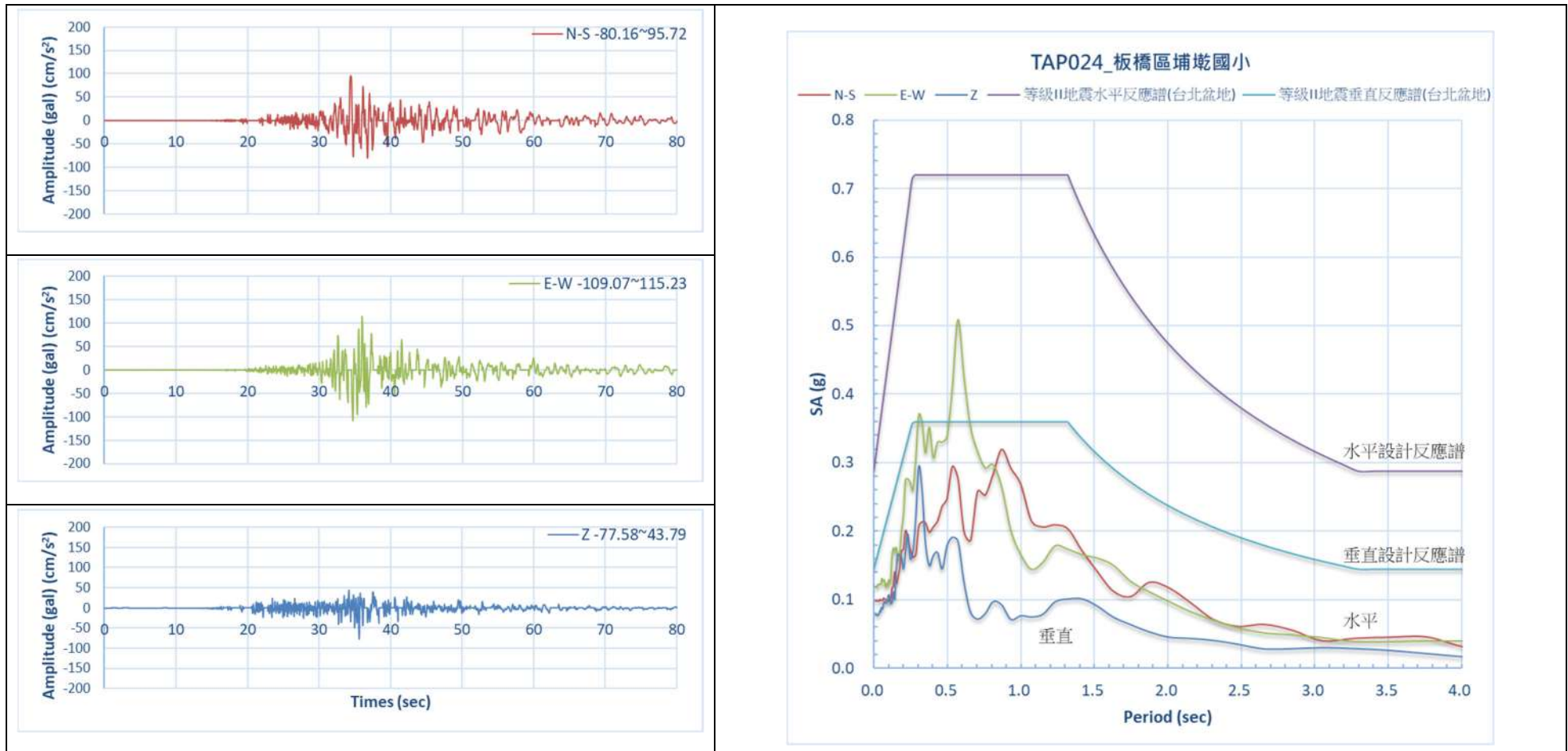


圖 2.3-13 土城區安和國小測站(TAP115) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜



地震特性說明：(1) 東西向加速度反應譜於短週期有峰值，中長週期後有顯著衰減趨勢；(2) 東西向加速度反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

圖 2.3-14 板橋區埔墘國小測站(TAP024) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

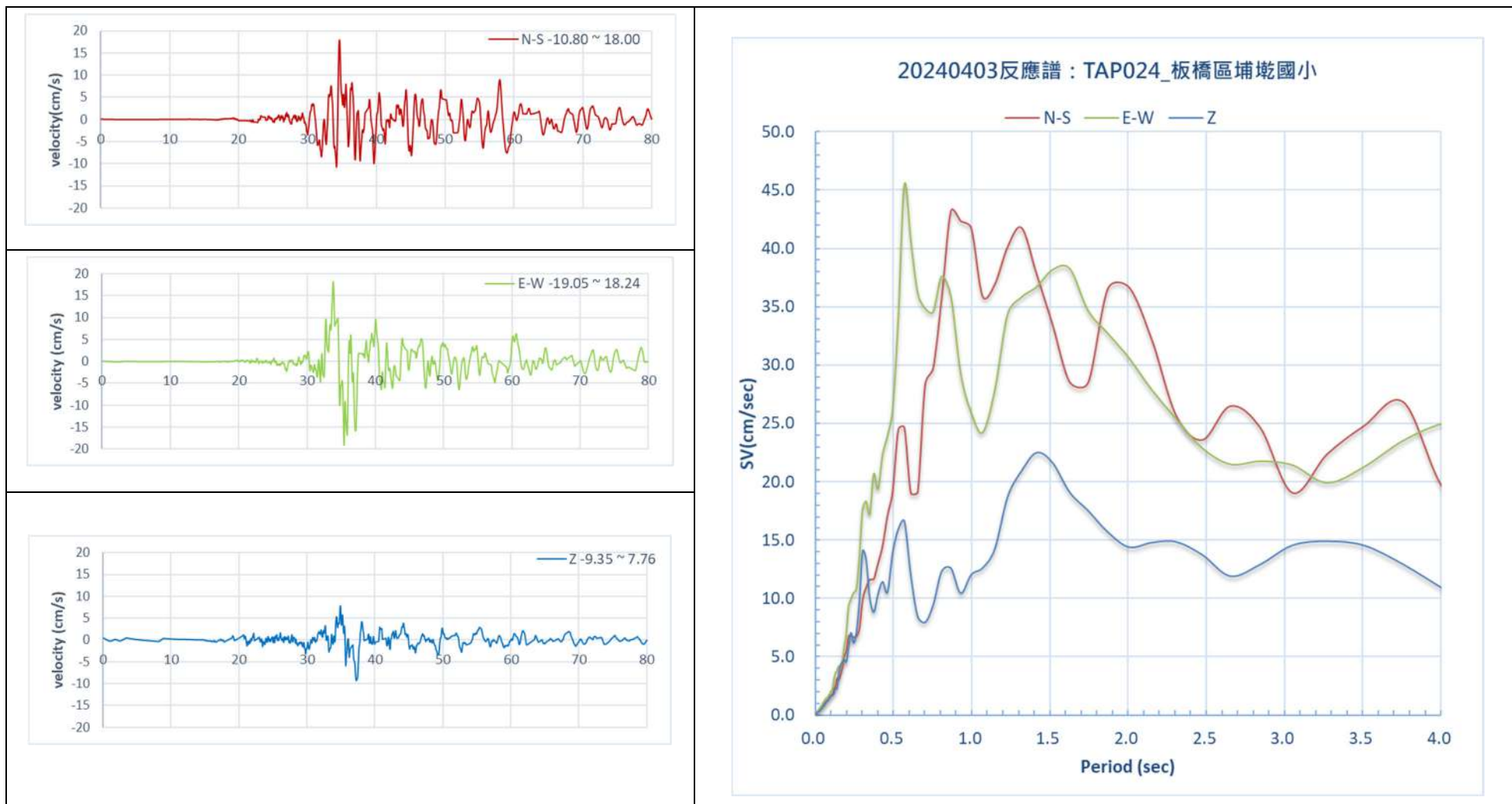
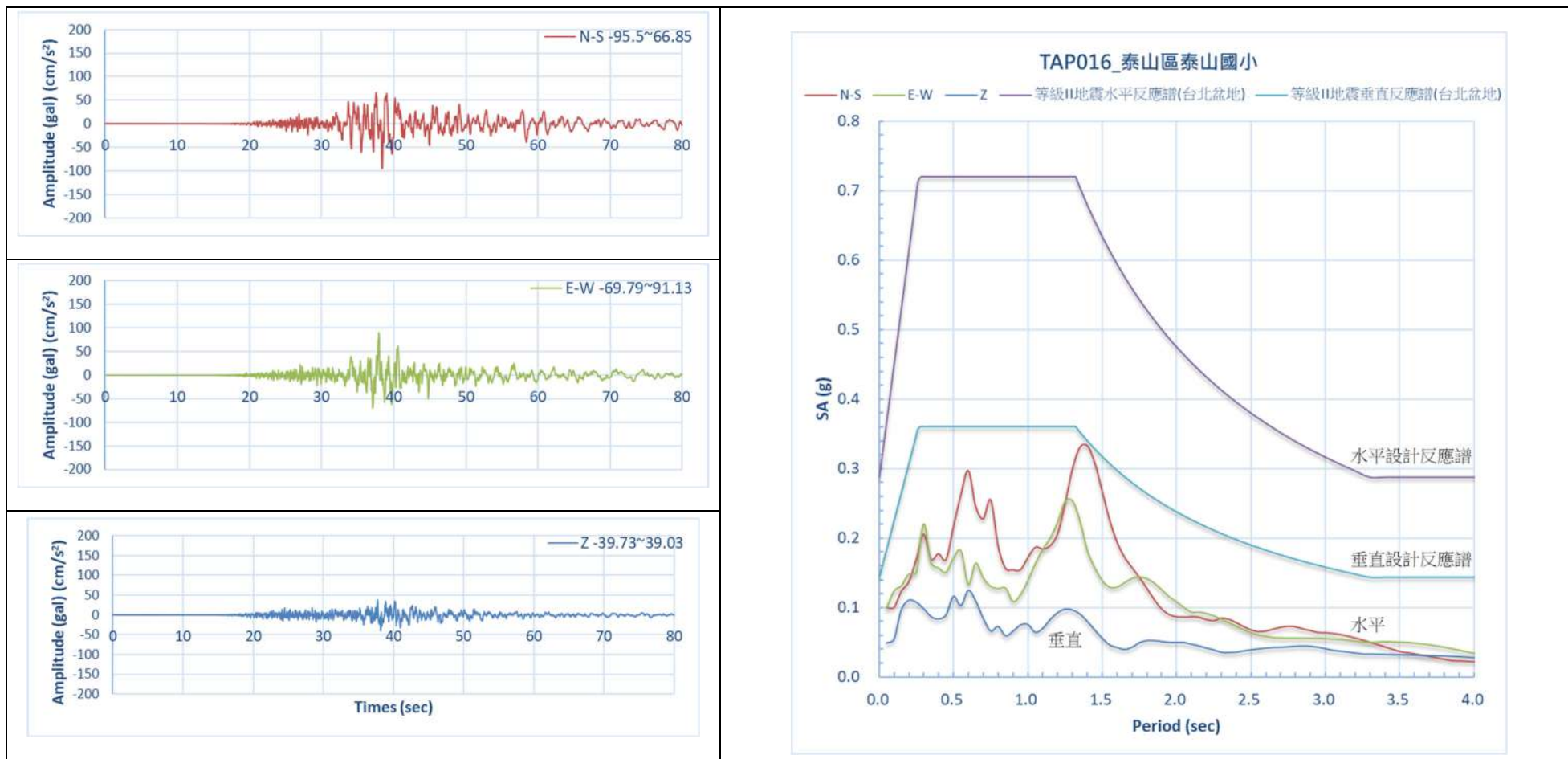


圖 2.3-15 板橋區埔墘國小測站(TAP024) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜



地震特性說明：加速度反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

圖 2.3-16 新莊區泰山國小測站(TAP016) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

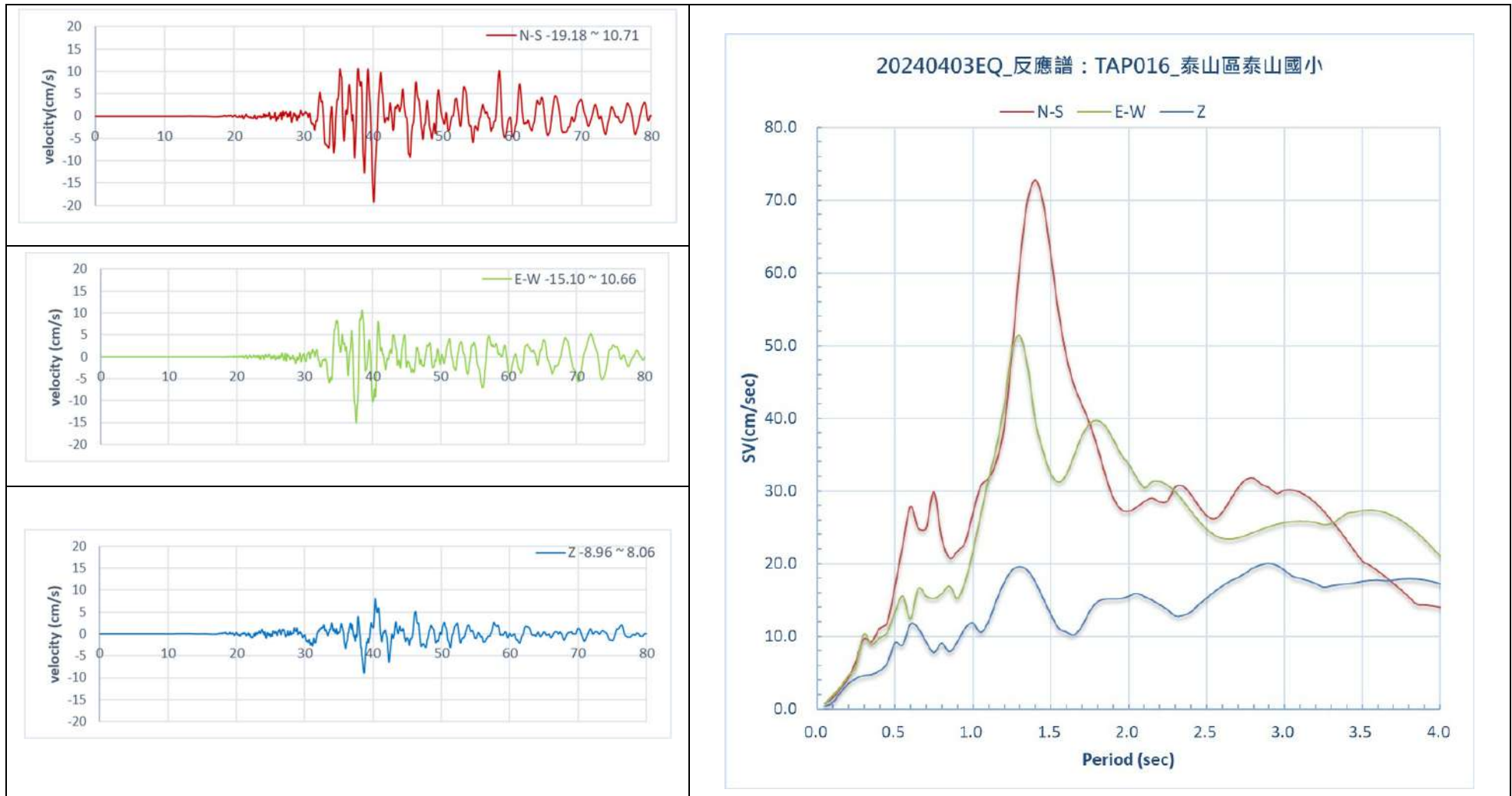
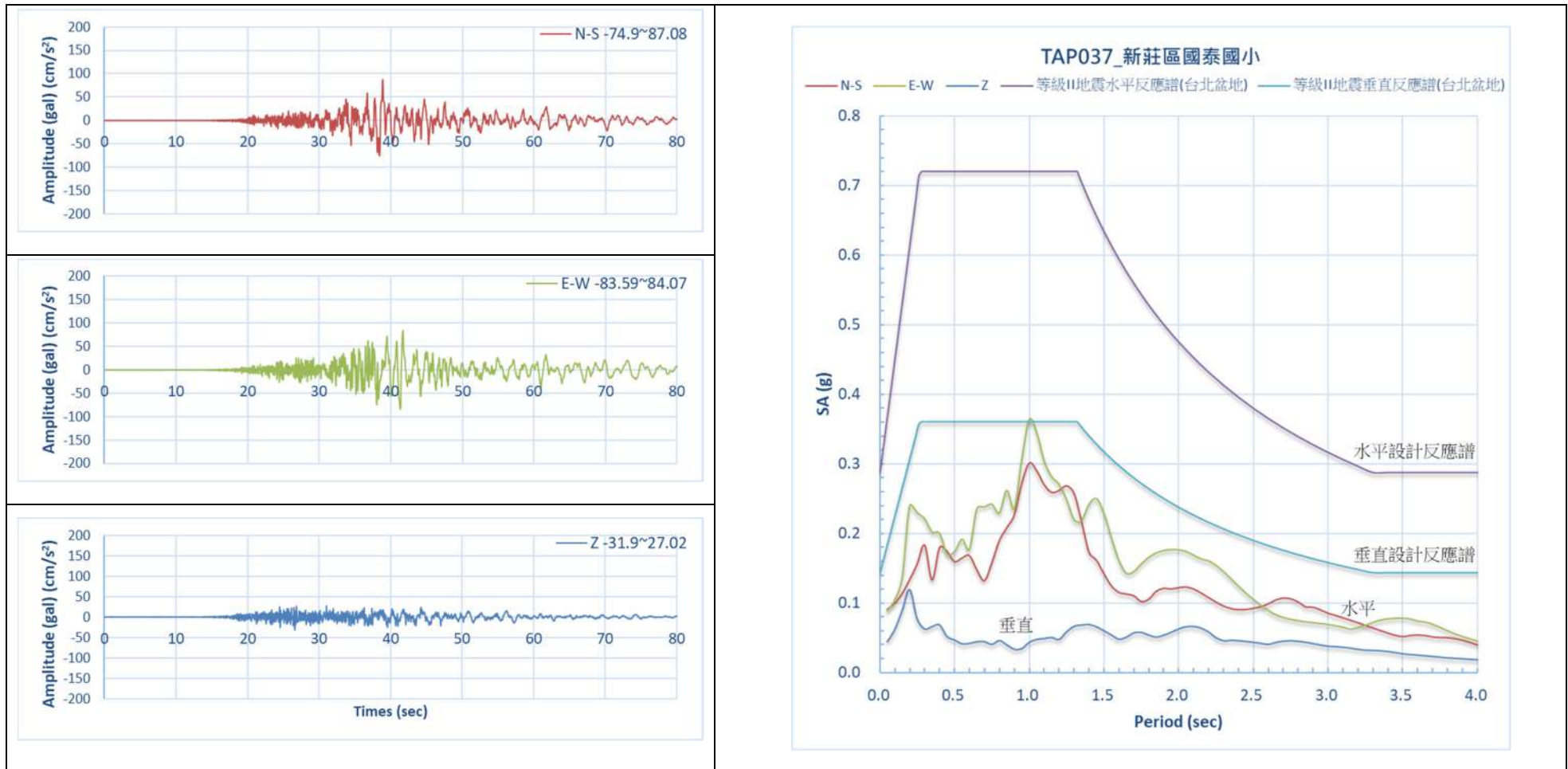


圖 2.3-17 新莊區泰山國小測站(TAP016) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜



地震特性說明：加速度反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

圖 2.3-18 新莊區國泰國小測站(TAP037) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

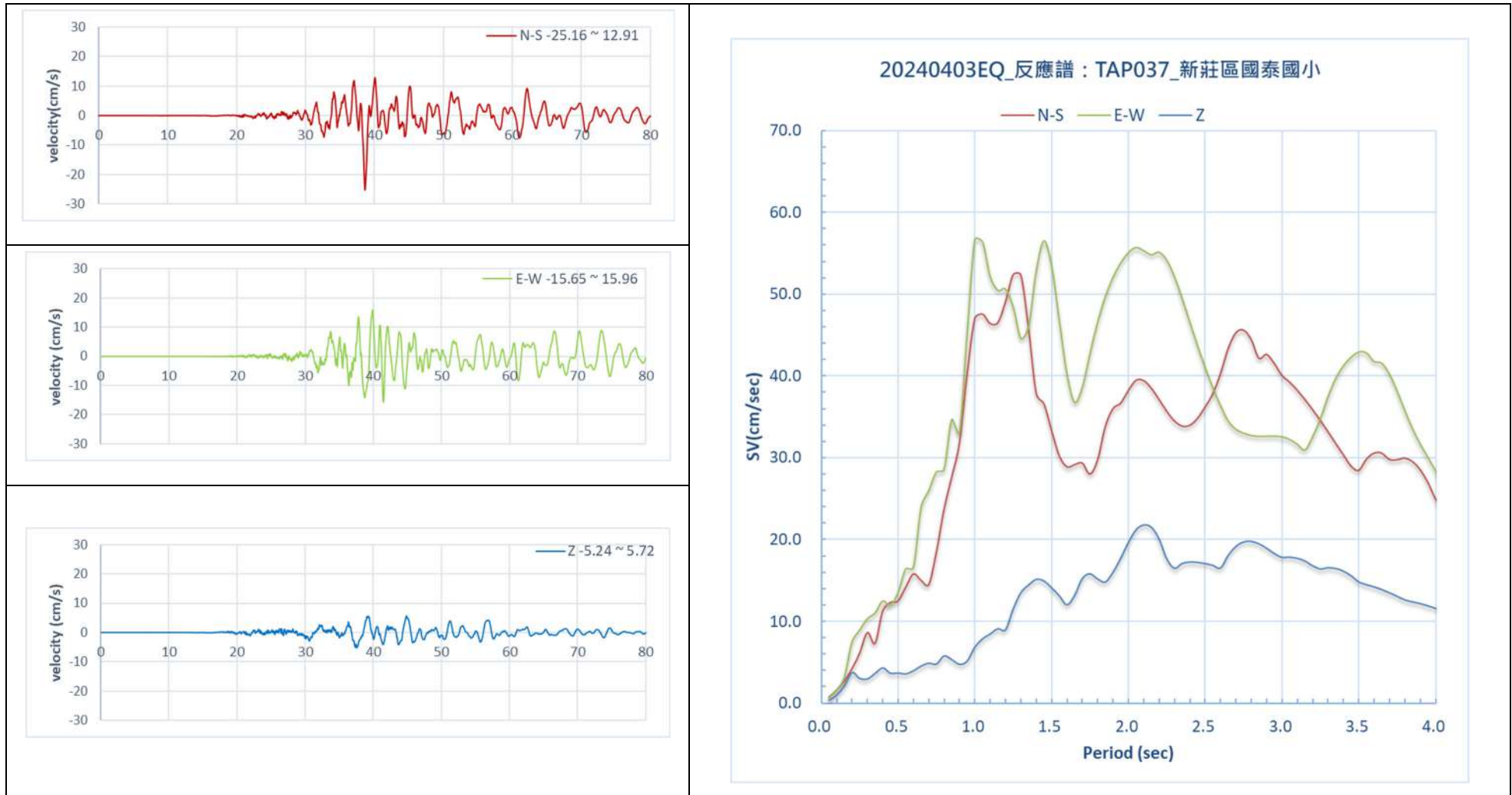
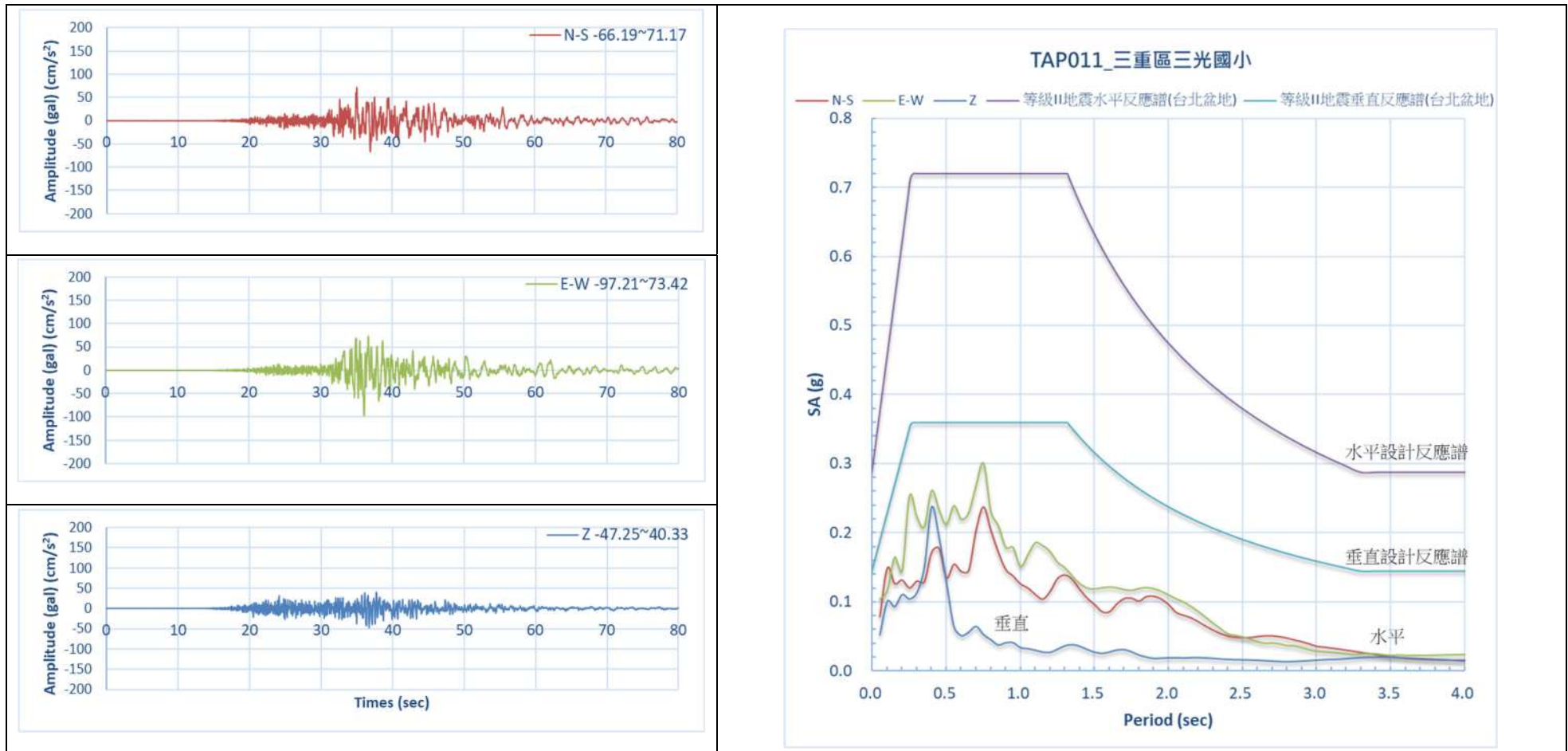


圖 2.3-19 新莊區國泰國小測站(TAP037) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜



地震特性說明：加速度反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

圖 2.3-20 三重區三光國小測站(TAP011) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

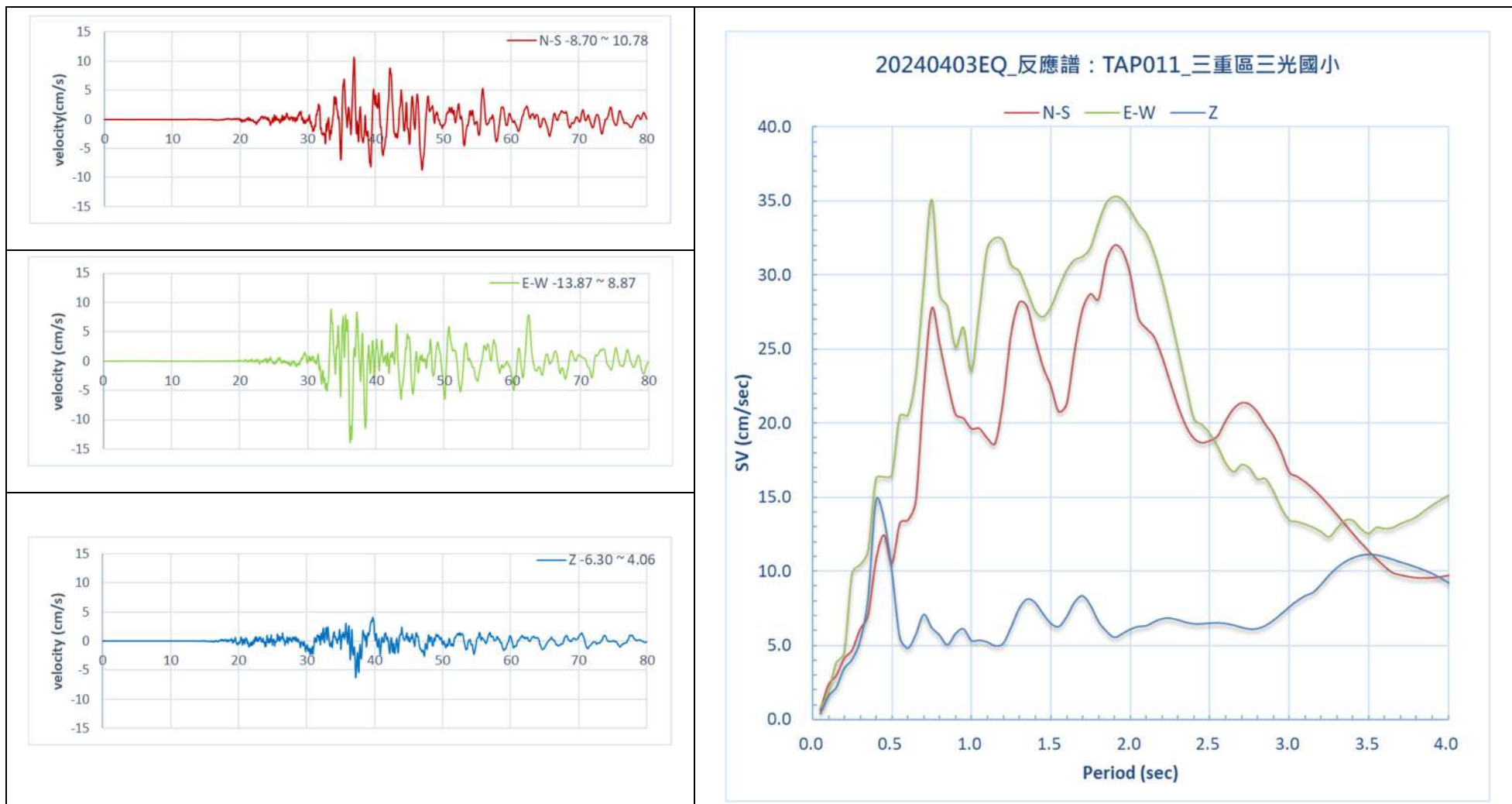
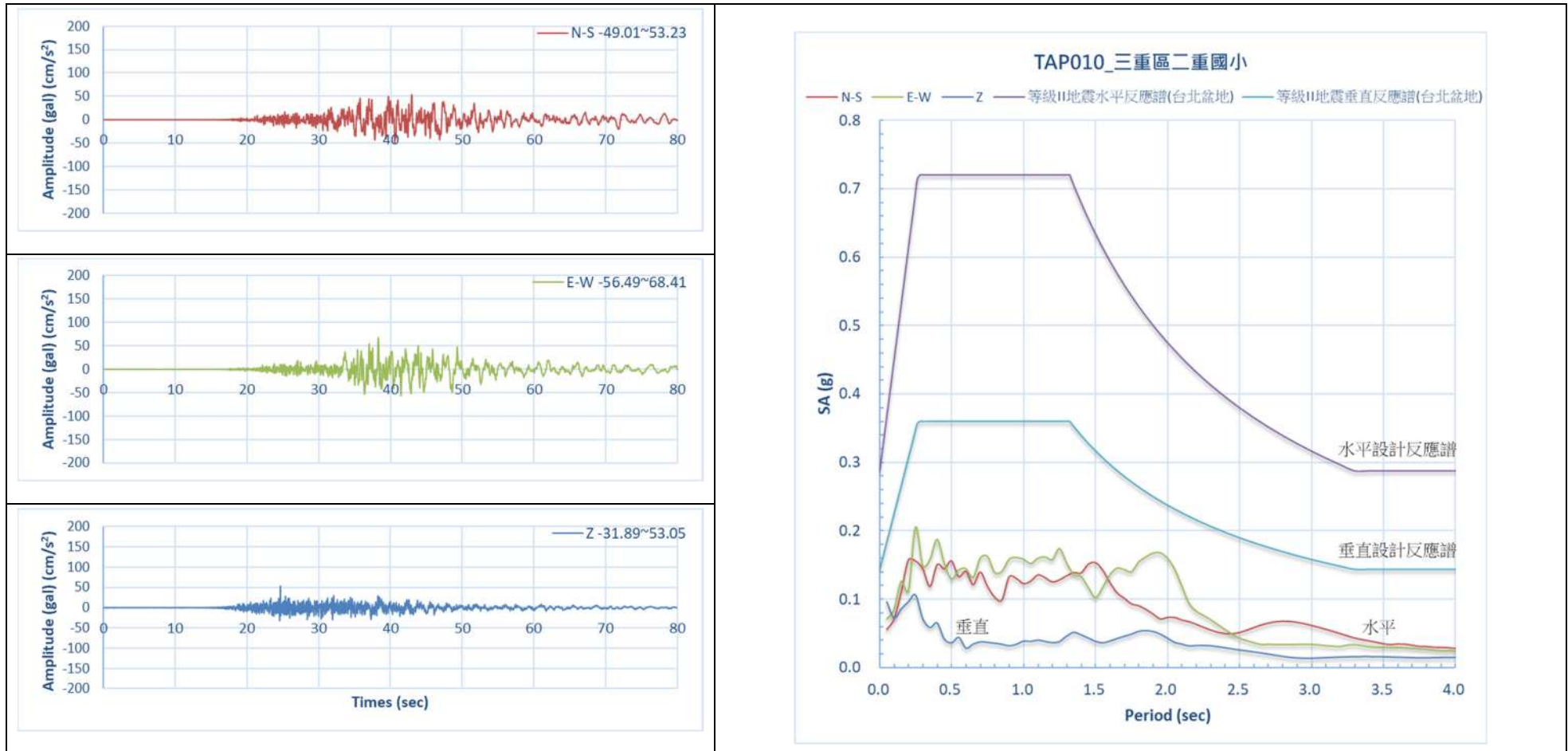


圖 2.3-21 三重區三光國小測站(TAP011) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜



地震特性說明：加速度反應譜峰值小於台北盆地重要橋梁設計地震反應譜。

圖 2.3-22 三重區二重國小測站(TAP010) 0403 地震加速度歷時紀錄及反應譜

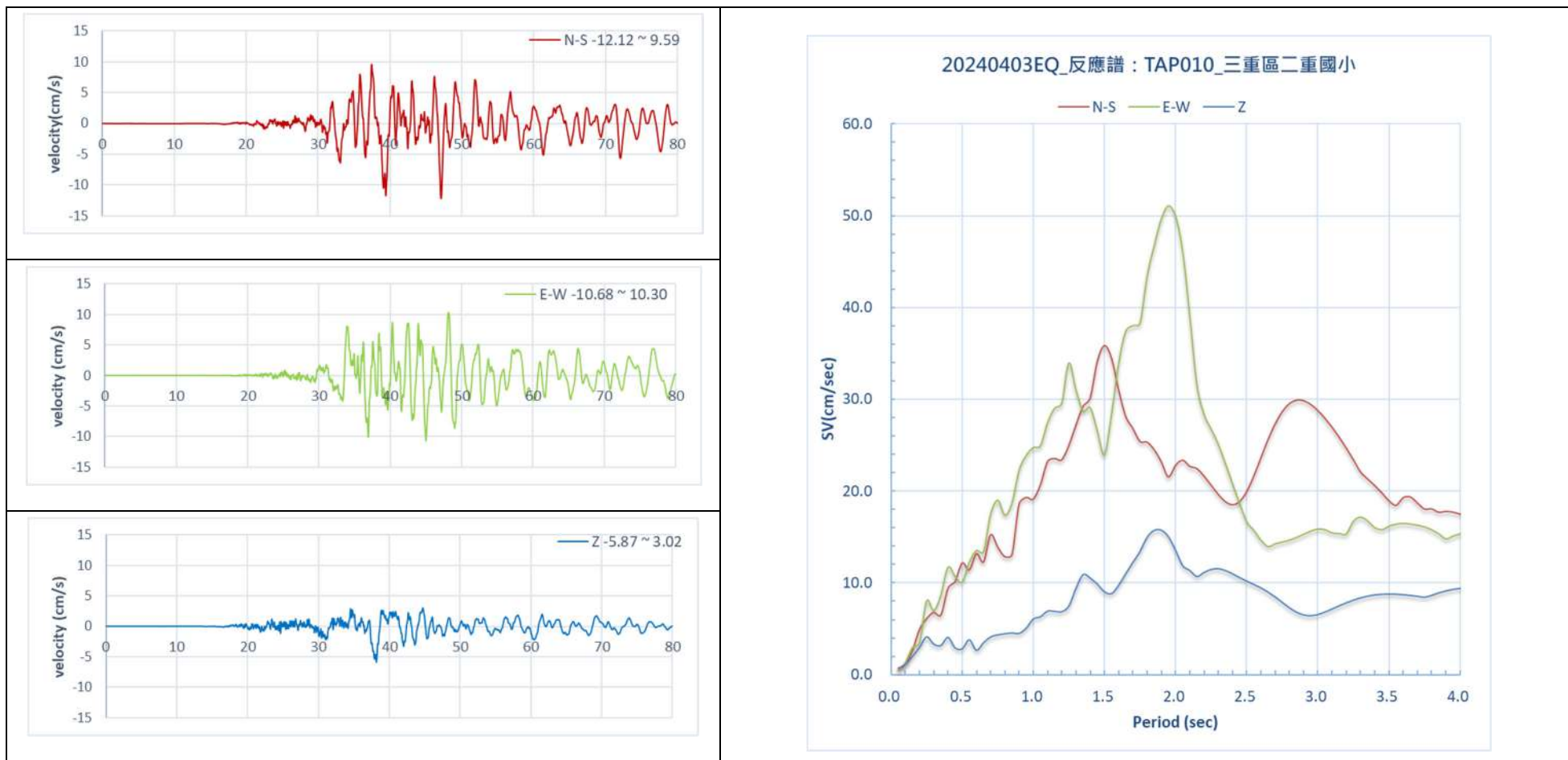


圖 2.3-23 三重區二重國小測站(TAP010) 0403 地震速度歷時紀錄及反應譜

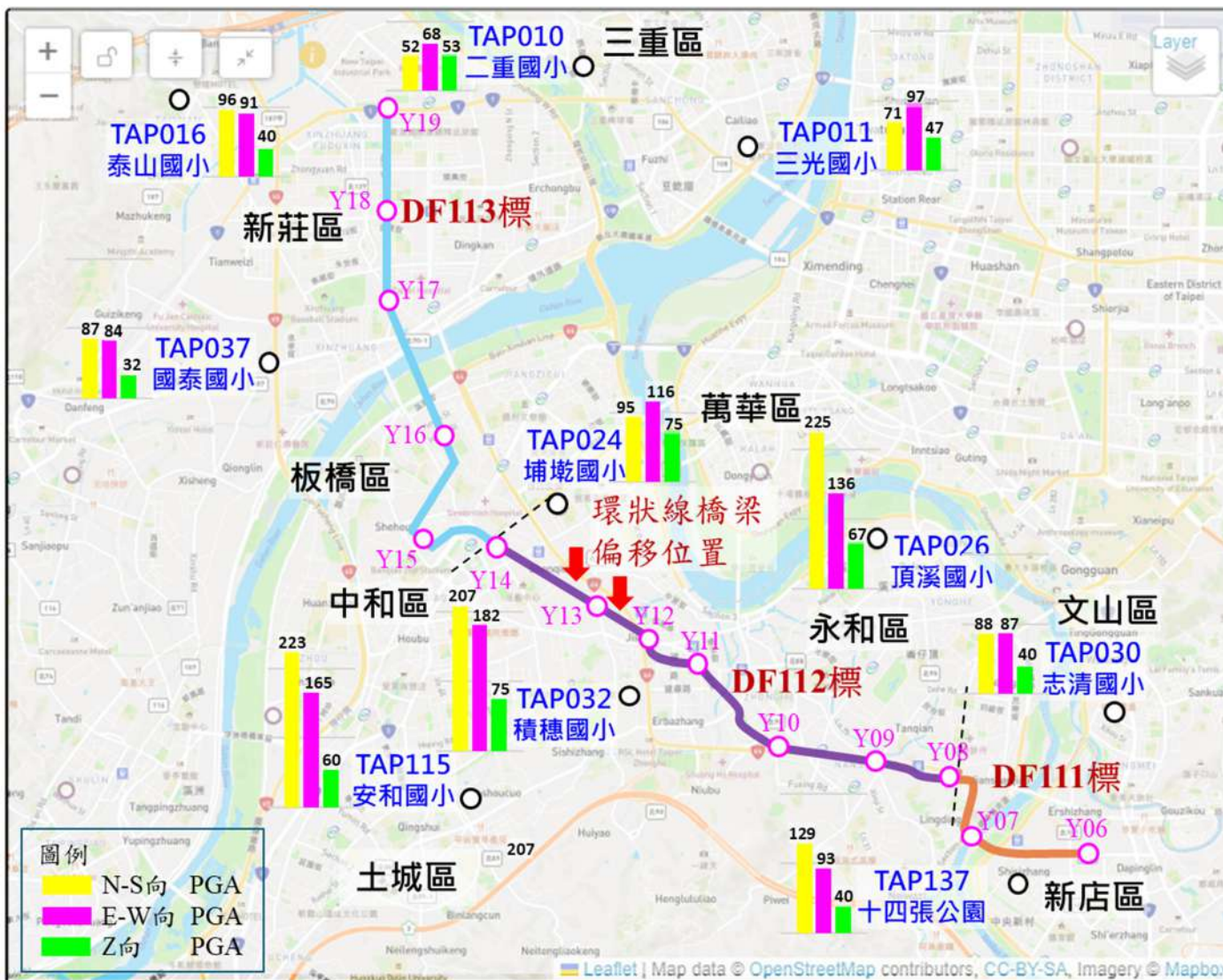


圖 2.3-24 新北環狀線鄰近測站之最大地表加速度圖

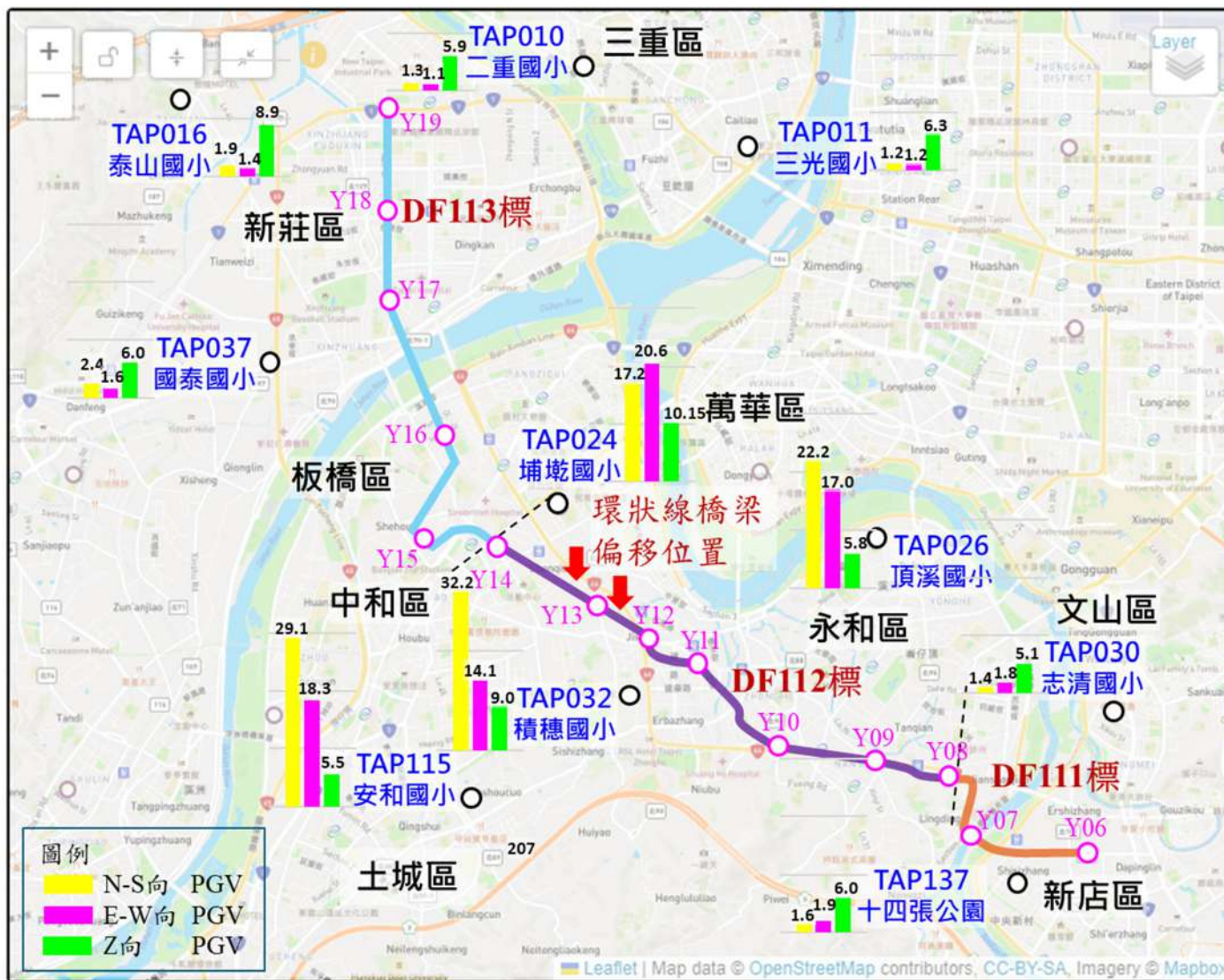


圖 2.3-25 新北環狀線鄰近測站之最大地表速度圖

2.4 震害現況

2.4.1 橋損說明

民國 113 年 4 月 3 日台灣花蓮外海發生芮氏規模 7.2 強烈地震，造成新北環狀線板新站至橋和站間，連接鋼箱梁與下部結構之盤式支承損壞，進而導致 11 處鋼箱梁偏移，亦同時造成軌道變形。震災損壞主要包含橋梁位移、盤式支承損壞、軌道位移變形（包括基鈹破裂和墊片損壞）、伸縮縫損壞、隔音牆變形受損等。破壞情況如圖 2.4-1 所示。支承橋梁受損位置如圖 2.4-2 所示、受損橋梁結構配置如圖 2.4-3 ~ 圖 2.4-4 所示。



軌道位移變形



隔音牆變形受損



盤式支承損壞



基鈹破壞



橋護欄偏移破壞



鋼軌變形斷裂

圖 2.4-1 0403 新北環狀線地震橋損現況照片



圖 2.4-2 新北環狀線橋梁受損位置

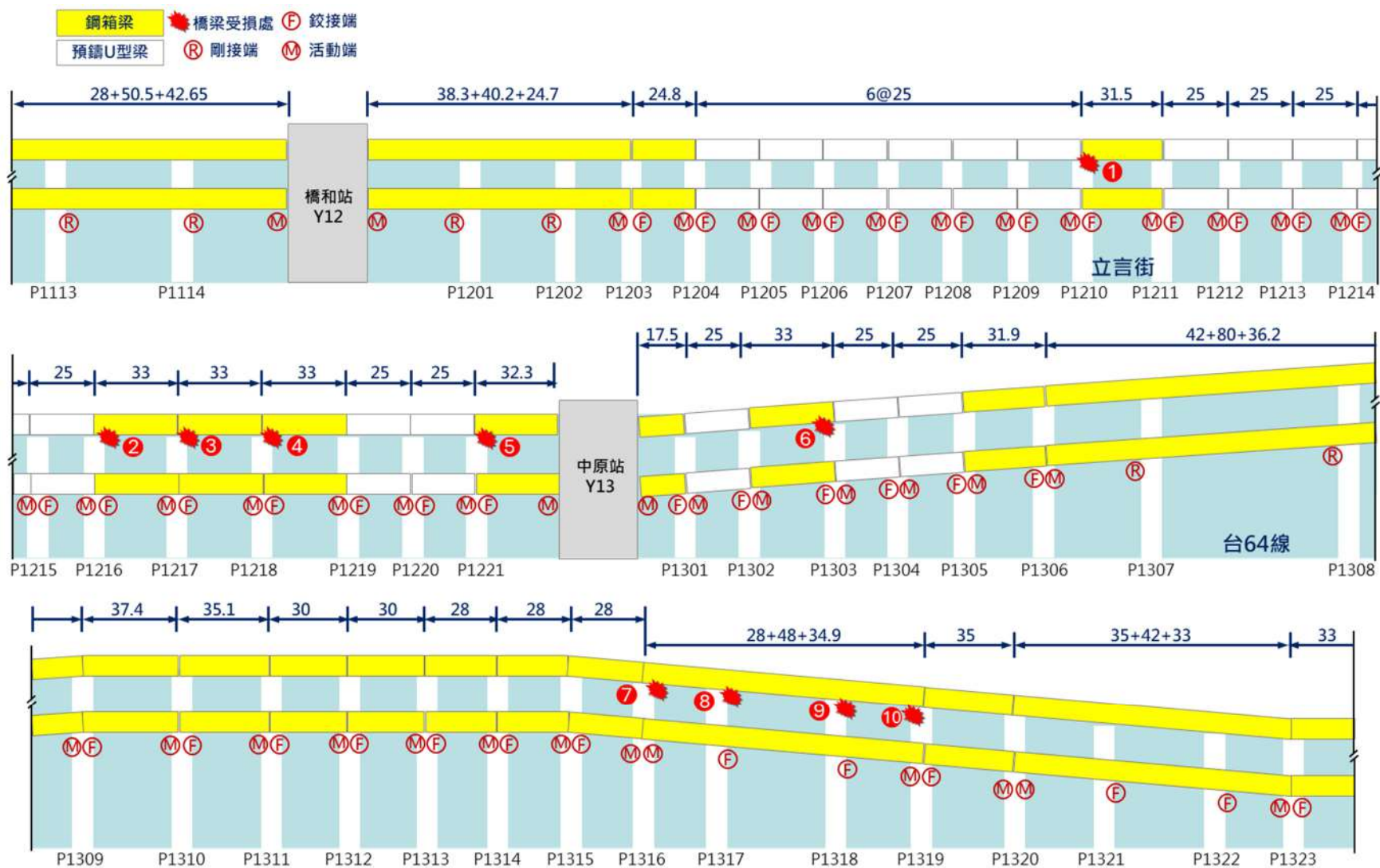


圖 2.4-3 支承位移橋梁結構配置圖(1/2)

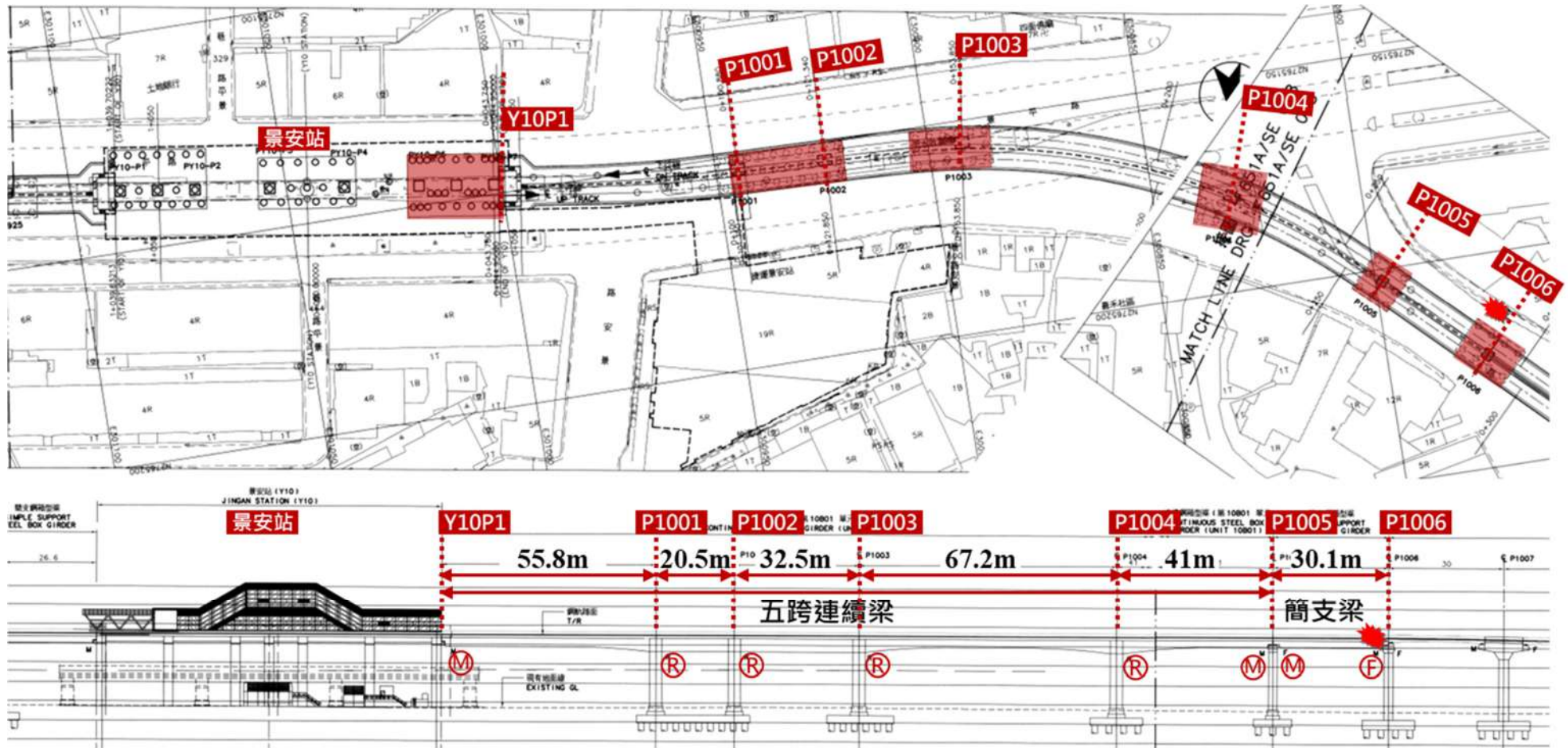


圖 2.4-4 支承位移橋梁結構配置圖(2/2)

2.4.2 災後營運說明

新北市捷運局及新北大眾捷運股份有限公司於 0403 地震後立即進行災情勘查，並由新北大眾捷運股份有限公司採取緊急運轉模式應變，依損壞情形分三階段修復及恢復營運，如圖 2.4-5 所示：

1. 第一階段「新北產業園區站-板橋站」：

地震當日下午 5 時即完成本路段之修復與測試，採「單線雙向」運行恢復運作。4 月 4 日起調整為「雙線單向」(班距 23 分鐘)。因應旅客逐漸增量現況。6 月 3 日起採取「雙線雙向」、「每站停車」(班距 15 分鐘)的方式。

2. 第二階段「中和站-大坪林站」：

地震當時造成本路段的景安站月台有列車發生脫軌。災後勘查發現軌道基版受損，並且此路段的車站設備(如玻璃、伸縮縫等)也有部分損壞。民國 113 年 4 月 5 日，設施設備修復及系統功能測試完成，開始進行列車動態整合測試。民國 113 年 4 月 6 日，經新北市政府交通局、新北捷運局及新北大眾捷運股份有限公司三方共同確認，列車、軌道、信號、通訊、供電及車站設備功能正常、安全無虞。新北捷運公司在「中和站至大坪林站」區間依局部營運模式進行列車動態整合測試，驗證系統穩定性。民國 4 月 7 日恢復中和站至大坪林站的通車。

3. 第三階段「板橋站-中和站」：

此區間有鋼箱梁位移情形(位移量 3.5 公分至 92 公分不等)，立即進行鋼箱梁緊急加固作業，並施作安裝簡易監測設施進行安全監測作業。已於民國 113 年 5 月 23 日開始搭設復原工程施工架、伸縮縫及隔音牆拆除等工項，待確認一切安全無虞後才通車。新北環狀線歷經超過 250 天的搶修後，於民國 113 年 12 月 12 日重新恢復全線營運。

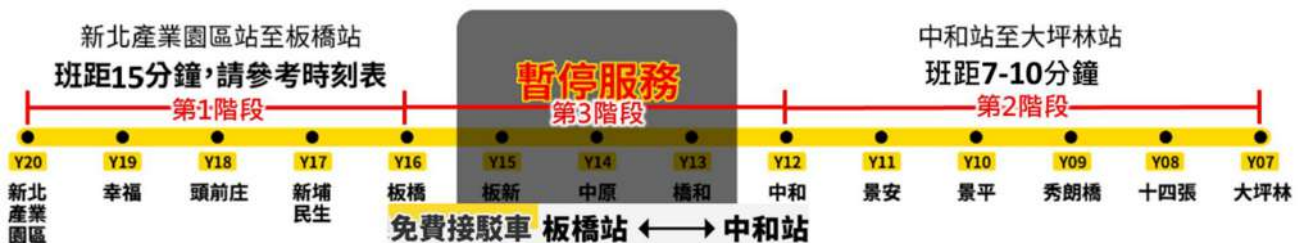


圖 2.4-5 災後營運通車階段示意圖

註：車站編號為營運階段之車站編號，與設計階段之車站編號不同，主文內容以設計階段車站編號敘述。

第3章 現況調查結果

新北市土木技師公會現況調查範圍為簡支梁段(P1210~P1211、P1216~P1219、P1211~中原站、P1302~P1303)、連續梁段(P1316~P1319)及景安段(P1005~P1006)。調查項目包含 (1) 簡支梁段上下層鋼箱梁內外部、鋼墩柱內外部、軌道扣件、橋面板及支承；(2) 連續梁段上下層鋼箱梁內外部、鋼墩柱內外部、軌道扣件、橋面板及支承。(3) 景安段支承。本章僅就支承損壞調查內容進行說明。

3.1 調查依據

1. 交通部運輸研究所，橋梁目視檢測評估手冊編碼原則，100 年 10 月。
2. 新北市土木技師公會，鑑定手冊，101 年 4 月。
3. 交通部，鐵路橋梁檢測及補強規範，107 年 12 月。
4. 台灣世曦工程顧問股份有限公司，環狀線計畫第一階段契約標號 DF112 之 CF651B 華中橋站至板新站設計圖說，民國 99 年 8 月。
5. 中華工程股份有限公司，環狀線 CF650 區段標 Y8~Y14 盤式支承施工圖 F 版，，104 年 6 月。

3.2 調查工作內容

新北市土木技師公會支承調查數為鉸接端 34 個及活動端 34 個，共計 68 個，包含：

1. 連續梁段為 3 跨連續橋梁單元，包含上下 2 層梁，支承數量共計 16 個。
2. 簡支梁段為 Y13 中原站以北 1 跨橋梁單元，中原站以南 5 跨橋梁單元，皆包含上下 2 層梁，支承數量共計 48 個。
3. 景安段為 1 跨簡支梁橋梁單元，支承數量共計 4 個。

上述支承型式主要分為四種，分別為固定型、固定型抗上揚、單向型、單向型抗上揚。本次災害橋梁其固定型支承及固定型抗上揚支承皆位於鉸接端；單向型支承及單向型抗上揚支承皆位於活動端。各橋梁段支承數量詳圖 3.2-1 所示。以下說明支承型式代號說明(第 3.2.1 節)、支承位置編碼說明(第 3.2.2 節)、及支承構件名稱說明(第 3.2.3 節)。

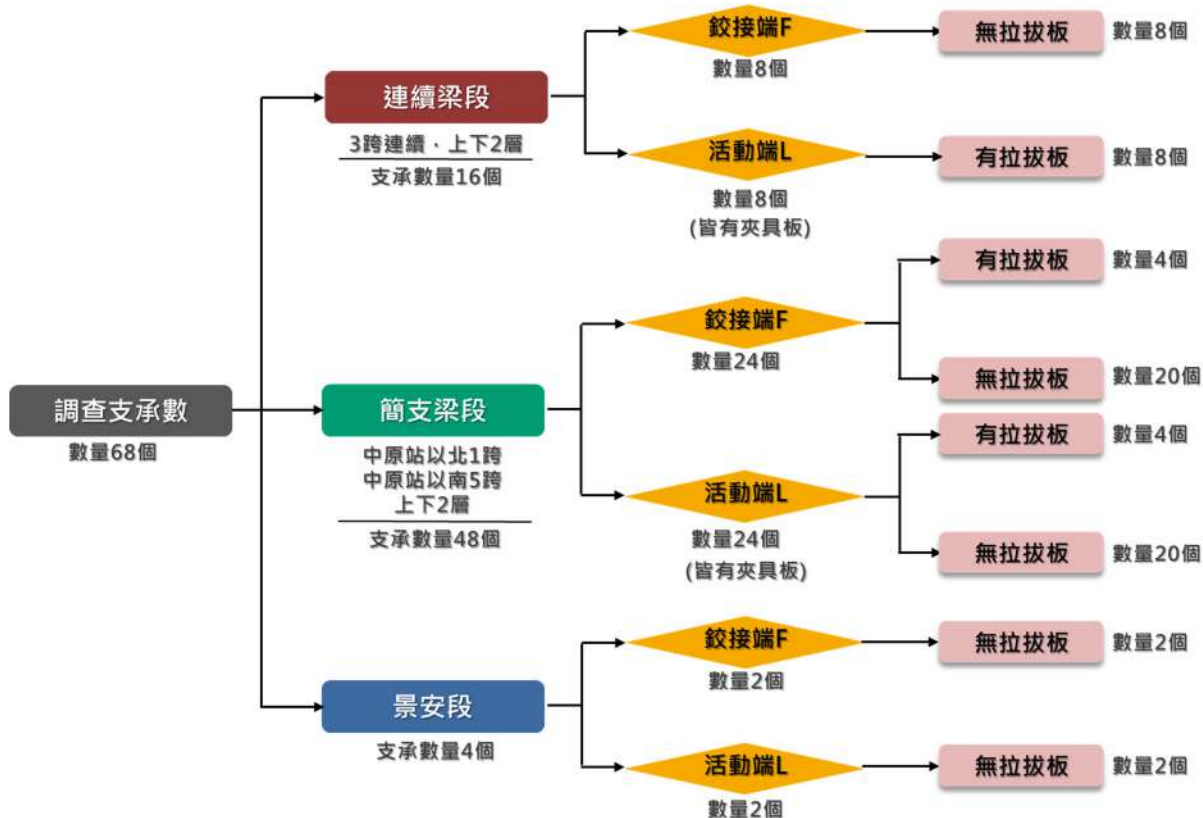


圖 3.2-1 各橋梁段支承數量

3.2.1 支承型式代號說明

由施工圖得知，每個支承可用一個支承型式代號表示，整理本次調查支承型式代號如表 3.2-1 所示，其可說明型式分類、標稱載重、載重分類、介面分類、有無拉拔板、有無夾具板等。

表 3.2-1 支承型式代號說明

鉸接端 固定型	F-250-1-SS 型 標 載 介 式 稱 重 面 分 載 分 分 類 重 類 類	活動端 單向型	L-250-1-SS-C 型 標 載 介 有 式 稱 重 面 夾 分 載 分 分 具 類 重 類 類 板
鉸接端 固定型 抗上揚 (含拉拔板)	FU-200-1-SS 型 有 標 載 介 式 拉 稱 重 面 分 拔 載 分 分 類 板 重 類 類	活動端 單向型 抗上揚 (含拉拔板)	LU-250-1-SS-C 型 有 標 載 介 有 式 拉 稱 重 面 夾 分 拔 載 分 分 具 類 板 重 類 類 板

- 註：1. 型式分類_F：鉸接端固定型、L：活動端單向型
2. 介面分類_SS：上下部鋼構/SC：上部鋼構、下部鋼筋混凝土/CC：上下部鋼筋混凝土
3. 載重分類：主要是相同載重之支承，依照其位移量再分類。

3.2.2 支承位置編碼原則

支承位置編碼依交通部運輸研究所建議之編碼原則為主，以利描述各支承所在位置。以里程增加方向(亦即 DF112 標橋墩編號增加方向)為行進方向，橋墩四面描述左側為 L、右側為 R；里程增加面為 F，里程減少面為 N，如圖 3.2-2 所示。另因本次簡支梁段及連續梁段採上下層梁配置，故支承位置編碼增加上層及下層來區分。

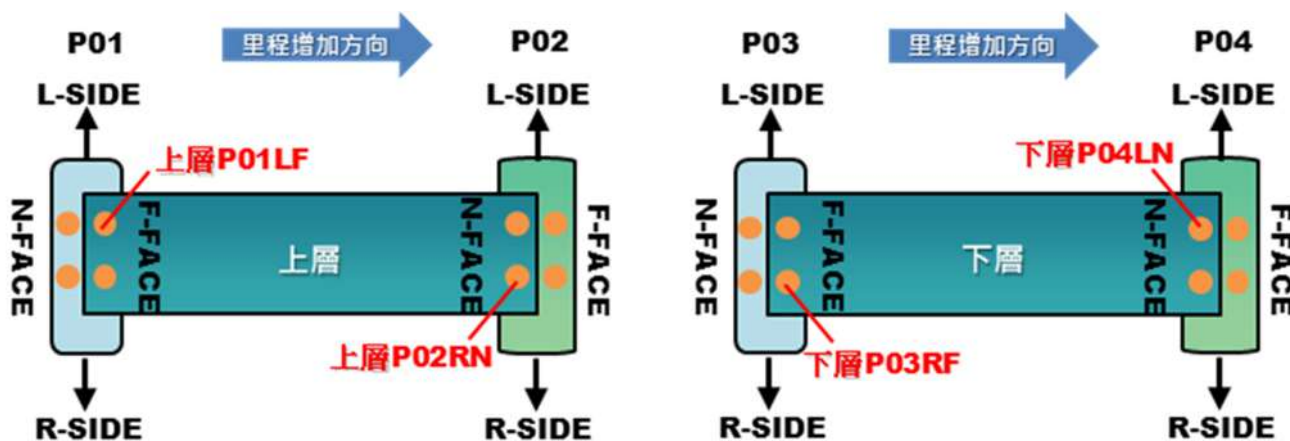


圖 3.2-2 支承編碼原則範例

3.2.3 支承構件名稱說明

支承本身組成構件繁多，為利清楚表示支承系統構件損傷位置，依竣工圖繪製支承分解圖來說明各構件名稱，如圖 3.2-3 所示。圖 3.2-3 中上錨碇板、滑動板、防落擋板等固定於上部結構之構件通常稱為支承「上盤」；插銷、活塞、銅環、橡膠墊等構件通常稱為「支承本體」；底盆、耳板、平鍵、下錨碇板等固定於下部結構之構件通常稱為支承「下盤」。

3.3 調查結果說明

本次簡支梁段、連續梁段及景安段，支承破壞成因研判主要為鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承之調坡板施作時其厚度被完全銑穿至鋼箱梁下翼板，連帶使插銷受地震力作用下，其底部向上跳離上下盤之交界面進而喪失抗剪能力，進而產生上、下盤錯位。

經調閱施工圖，如圖 3.3-1，調坡板僅銑孔 5mm 深度，惟現場調查時，量測調坡板之銑孔深度達 60 mm-19 mm = 41 mm，如圖 3.3-2，以致地震發生時插銷向上跳躍進入贅餘空間。圖 3.3-3 為進行復原工程時，鋼箱梁頂升後插銷卡在上盤之實際照片。圖 3.3-4 為上、下盤錯位後，插銷掉落之照片。

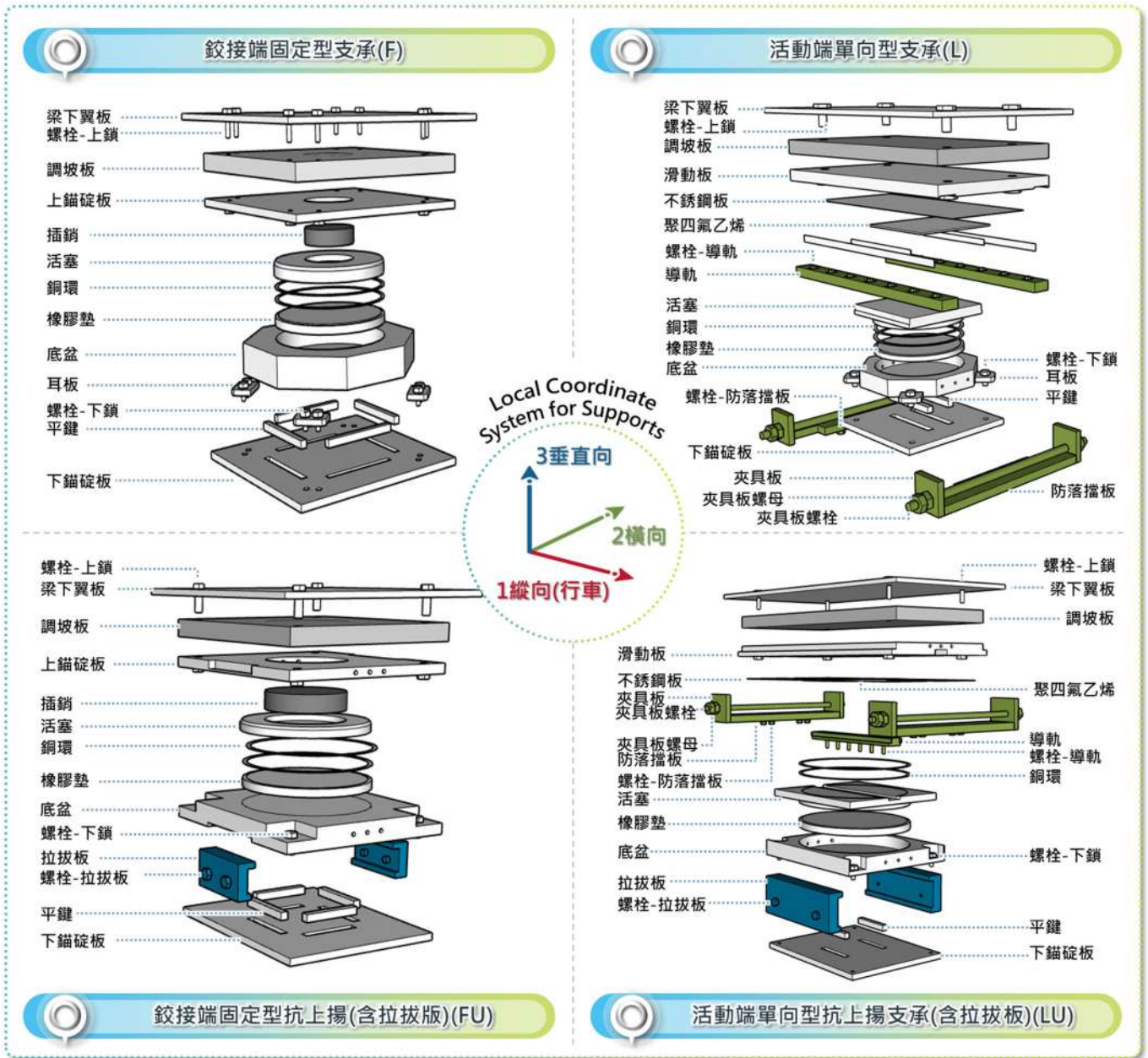


圖 3.2-3 支承構件名稱

上鎖螺栓：鋼構廠商製定提供
 鋼構廠商設計安裝翼板及調坡板，
 相對螺栓由鋼構廠商製定提供。

註1

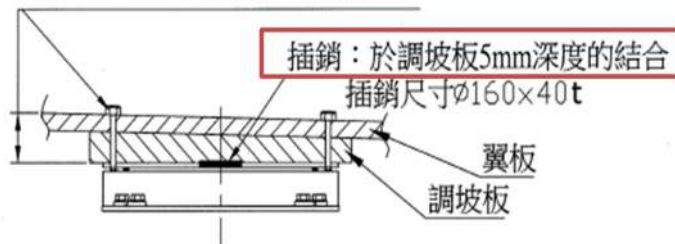
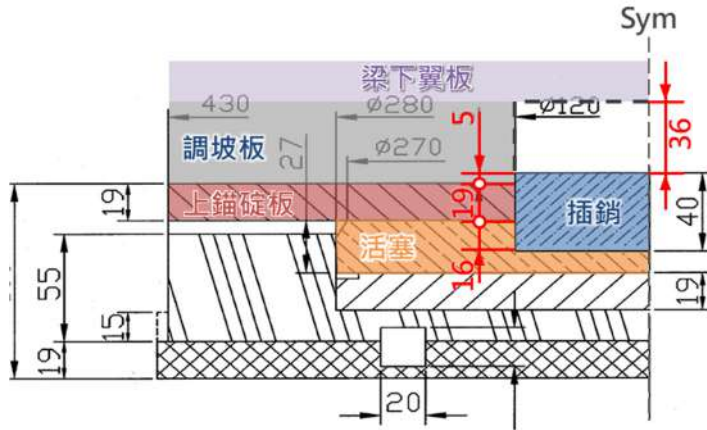


圖 3.3-1 施工圖調坡板銑孔深度圖



(a) P1217 支承銑孔深度示意圖



(b) P1218LF 調坡板銑空深度照片



(c) P1217 支承調坡板及上錨碇板深度 60 mm

圖 3.3-2 P1217 現場調查銑孔深度示意圖



圖 3.3-3 P1216 鋼箱梁頂升後插銷卡在上盤之實際照片



圖 3.3-4 P1216 上、下盤錯位後，鋼箱梁頂升後插銷掉落之照片


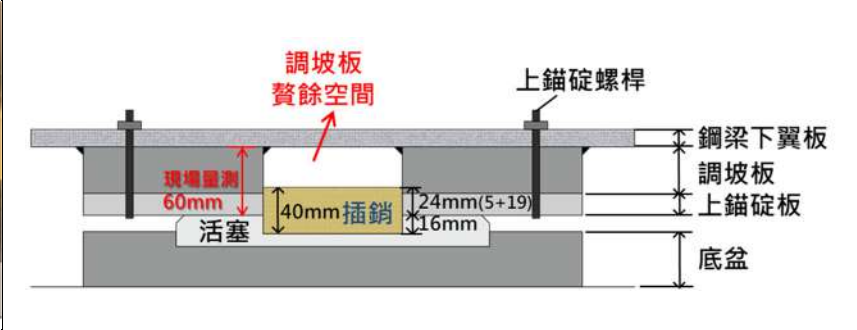

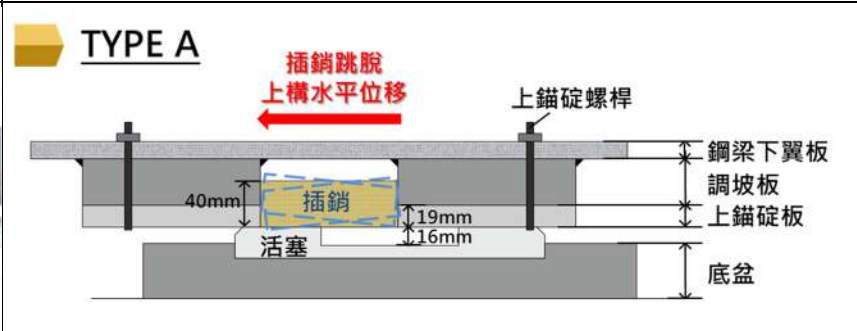

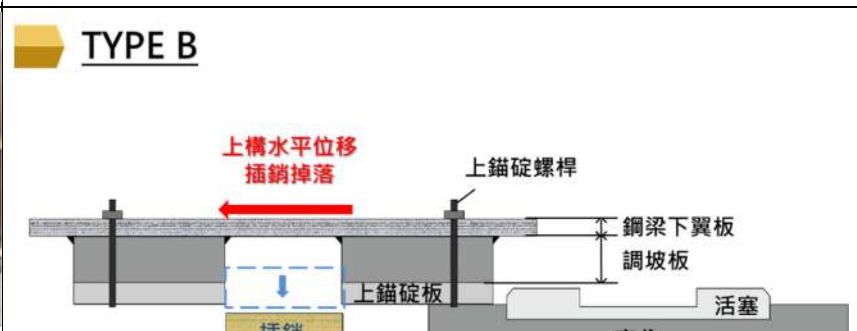


本次調查工作支承插銷跳脫清單詳表 3.3-1 所示。依據上部結構位移大小會對支承系統其餘構件造成不同程度之破壞，因此依據位移量將插銷向上跳躍進入贅餘空間分二種樣態詳表 3.3-2，說明如下：

1. **TYPE A** 插銷仍位於上盤及調坡板間：
 - (1) 上、下盤間喪失水平力傳遞功能，上、下盤間會產生相對位移。
 - (2) 上錨碇螺桿無剪斷之情況。
2. **TYPE B** 插銷已掉落至帽梁上：
 - (1) 上、下盤間喪失水平力傳遞功能，上、下盤間會產生相對位移。
 - (2) 部分上錨碇螺桿因碰撞斷裂。

表 3.3-1 支承插銷跳脫清單

位置	支承編號	邊界條件	損傷樣態	橫向位移量	支承構件	
					上錨碇螺絲	拉拔板
簡支段	P1210 上層	鉸接端(F)	TYBE A	往右約6 cm	良好	-
	P1216 上層	鉸接端(F)	TYBE A	往右約6 cm	良好	-
	P1217 上層	鉸接端(F)	TYBE B	往右約20 cm	良好	-
	P1218 上層	鉸接端(F)	TYBE B	往右約53 cm	螺桿斷裂	-
	P1221 上層	鉸接端+拉拔板(FU)	TYBE B	往右約60 cm	螺桿斷裂	螺栓撬開
	P1303 上層	鉸接端(F)	TYBE A	往右約6 cm	良好	-
連續段	P1317 上層	鉸接端(F)	TYBE B	往左約55 cm	良好	-
	P1318 上層	鉸接端(F)	TYBE A	往左約6 cm	良好	-
景安段	P1006 上層	鉸接端(F)	TYBE A	往左約2 cm	-	-

表 3.3-2 支承插銷跳脫樣態分類

示意照片	示意圖片
 <p>狀況良好</p>	
 <p>插銷卡上錨碇板及調坡板</p>	<p>TYPE A</p> 
 <p>插銷掉落</p>	<p>TYPE B</p> 
 <p>上錨碇螺絲斷裂</p>	

註：圖示係以 P1217 支承施工圖尺寸為例，調坡板厚度係依據現場量測。

以下分別說明簡支梁段(第 3.3.1 節)、連續梁段(第 3.3.2 節)及景安段(第 3.3.3 節)邊界條件改變前後力學行為與現況調查比對結果。

3.3.1 簡支梁段

新北市土木技師公會調查簡支梁段採雙層梁配置，上下層共合計 12 跨。本節以中原站以北之邊界條件及插銷跳離後之影響進行說明。採雙層簡支梁配置，上下層共合計 12 跨。

1. 縱向(行車向)邊界條件：

- (1) 一般狀況時，活動端允許縱向移動，鉸接端不允許縱向移動。
- (2) 插銷跳離後，鉸接端變為自由端，無法傳遞縱向力，以致與相鄰振動單元相互碰撞，伸縮縫縱向有擠壓情形發生。

2. 橫向(垂直行車向)邊界條件：

- (1) 一般狀況時，活動端及鉸接端皆不允許橫向移動。
- (2) 插銷跳離後，鉸接端變為自由端，無法傳遞橫向力，產生橫向水平位移；此時活動端需負擔超過原設計之橫向水平力。

3. 插銷跳離後對簡支梁段造成之影響：

插銷失效後使「鉸接端」結構行為改變為「自由端」進而產生位移，係本次災害原因。插銷係抵抗水平力之主要構件，跳離後力量重新分配，連帶造成其他支承構件破壞，說明如下：

- (1) 伸縮縫：鉸接端變為自由端，無法傳遞縱向力，以致與相鄰振動單元相互碰撞，伸縮縫有縱向擠壓情形發生。且因鉸接端變為自由端，無法傳遞橫向力，伸縮縫處有橫向錯位情形。
- (2) 上錨碇螺桿：鉸接端變為自由端，無法傳遞水平力，根據調查結果位移量達 53 cm 以上時，上錨碇螺桿會因摩擦力或碰撞斷裂。
- (3) 拉拔板螺栓斷裂：簡支梁段僅有 P1221 鉸接端支承有拉拔板。拉拔板原設計功能為抵抗垂直力，根據現場調查拉拔板本身並未因抵抗垂直力而遭受破壞，其破壞原因為橫向地震力造成。插銷跳脫後，鉸接端變為自由端，無法傳遞橫向力，產生橫向水平位移。此時拉拔板會受到橫向地震力，導致鋼箱梁側之拉拔板螺栓因受撞擊被撬開斷裂，另一側之拉拔板則無損傷，如表 3.3-3。

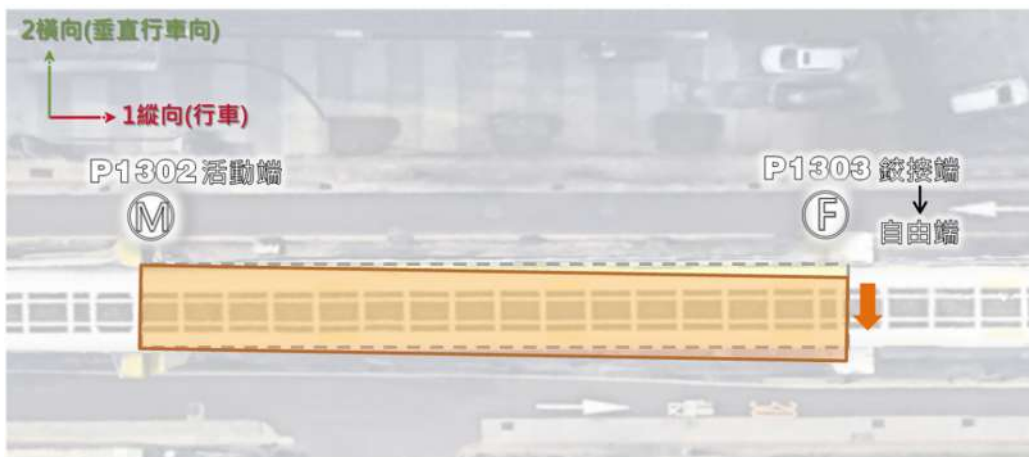


圖 3.3-5 簡支梁段平面示意圖

表 3.3-3 拉拔板損傷示意圖


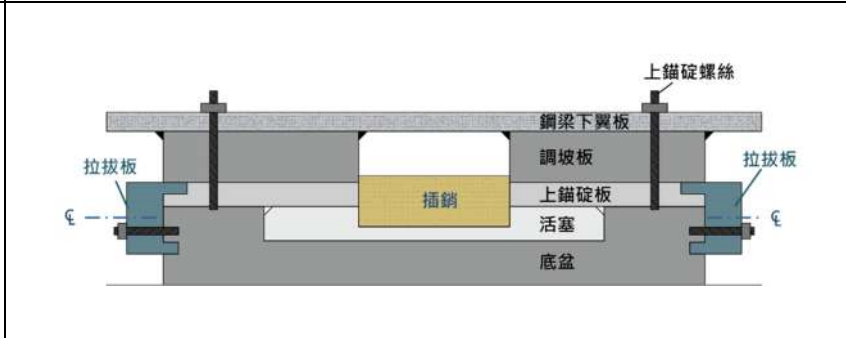

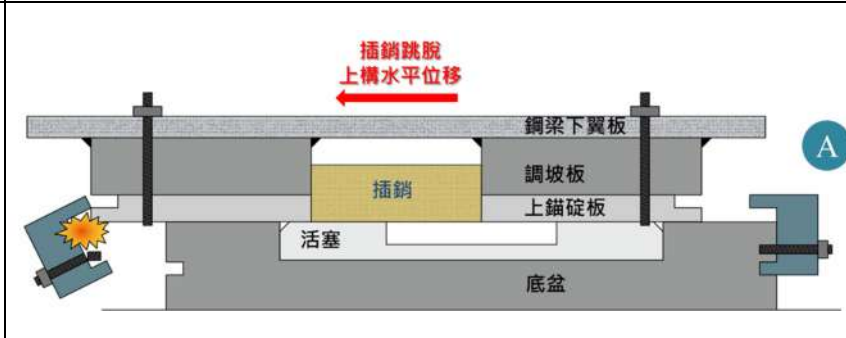

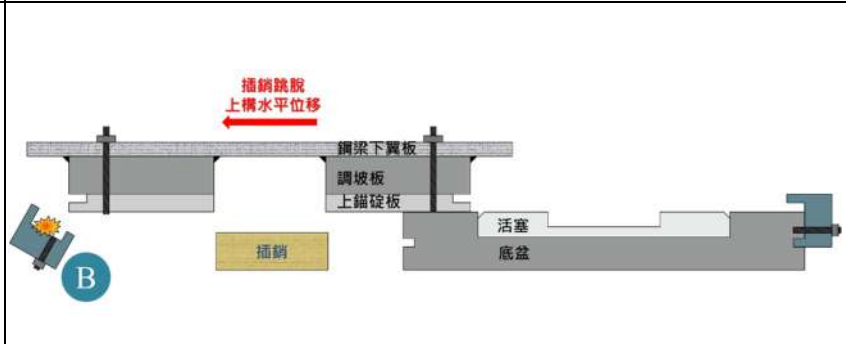
示意照片	示意圖片
 <p>狀況良好</p>	
 <p>A-拉拔板現況</p>	
 <p>B-拉拔板掉落</p>	



圖 3.3-6 簡支梁段力學行為及現況示意圖

3.3.2 連續梁段

新北市土木技師公會調查連續梁段採雙層梁配置，上下層共合計 6 跨。連續梁段 P1316 及 P1319 為活動端，P1317 及 P1318 為鉸接端。

1. 縱向(行車向)邊界條件：

- (1) 一般狀況時，活動端允許縱向活動，鉸接端不允許縱向活動。
- (2) 插銷跳離時，鉸接端變為自由端，無法傳遞縱向力，以致與相鄰振動單元相互碰撞，伸縮縫有擠壓情形發生。

2. 橫向(垂直行車向)邊界條件：

- (1) 一般狀況時，活動端及鉸接端皆不允許橫向活動。
- (2) 插銷跳離時，鉸接端變為自由端，無法傳遞橫向力，所有橫向水平力將由活動端之夾具板及導軌承受，在超出承受能力範圍後，產生橫向水平位移。此時夾具板、拉拔板、上錨碇螺桿有損傷情形發生。

3. 插銷跳離後對連續梁段造成之影響：

插銷失效後使「鉸接端」結構行為改變為「自由端」進而產生位移，係本次災害原因。插銷係抵抗水平力之主要構件，跳脫後力量重新分配，連帶造成其他支承構件破壞，說明如下：

- (1) 伸縮縫：鉸接端變為自由端，無法傳遞縱向力，以致兩端活動端 P1316 及 P1319 與相鄰振動單元相互碰撞，伸縮縫縱向有擠壓情形發生。且因鉸接端變為自由端，無法傳遞橫向力，伸縮縫橫向有錯位情形。
- (2) 上錨碇螺桿：插銷跳離後，P1317 及 P1318 鉸接端變為自由端，無法傳遞橫向力，力量傳遞至 P1316 及 P1319 活動端支承，此時活動端支承需負擔橫向地震力，以致活動端上錨碇螺桿因無法抵抗橫向地震力進而斷裂。
- (3) 拉拔板：拉拔板原設計功能為抵抗垂直力，根據現場調查拉拔板本身並未因抵抗垂直力而遭受破壞，其破壞原因為橫向地震力造成。插銷跳脫後，P1317 及 P1318 鉸接端變為自由端，無法傳遞橫向力，力量傳遞至 P1316 及 P1319 活動端支承，此時活動端支承需負擔橫向地震力，以致部分拉拔板螺栓因無法抵抗橫向地震力進而被撬開斷裂。
- (4) 夾具板及防落擋板：夾具板及防落擋板為同一構件鎖固於上錨碇板縱向前後，設計原意可限制橫向位移及縱向位移量。插銷跳脫後，P1317 及 P1318 鉸接端變為自由端，無法傳遞縱、橫向力，力量傳遞至 P1316 及 P1319 活動端支承，此時活動端支承需負擔水平地震力，以致 P1316 及 P1319 夾具板無法抵抗水平地震力進而掉落。

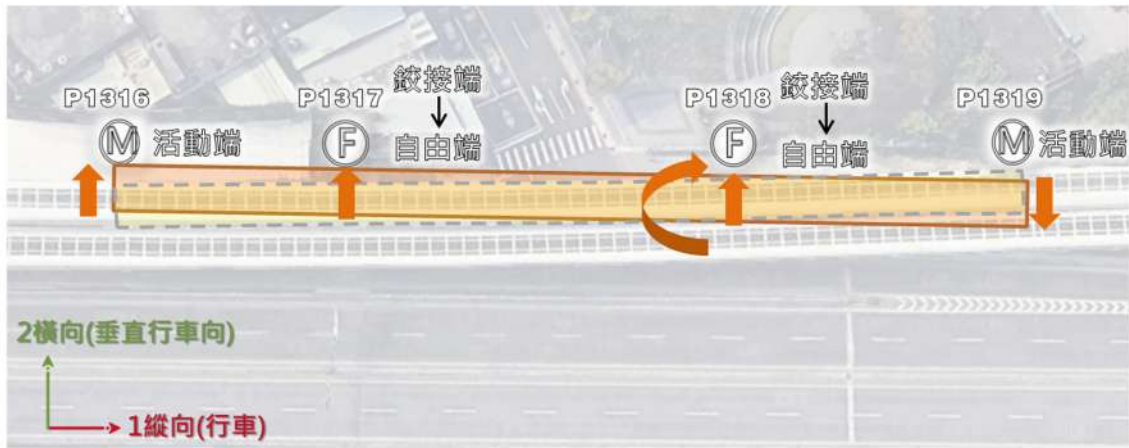


圖 3.3-7 連續梁段平面示意圖



圖 3.3-8 連續梁段力學行為及現況示意圖

3.3.3 景安段

新北市土木技師公會調查景安段採單層梁配置計 1 跨，景安段 P1005 為活動端及 P1006 為鉸接端。

1. 縱向(行車向)邊界條件：

- (1) 一般狀況時，活動端允許縱向活動，鉸接端不允許縱向活動。
- (2) 插銷跳離時，鉸接端變為自由端，無法傳遞縱向力，以致與相鄰振動單元相互碰撞，伸縮縫縱向有擠壓情形發生。

2. 橫向(垂直行車向)邊界條件：

- (1) 一般狀況時，活動端及鉸接端皆不允許橫向活動。
- (2) 插銷跳離時，鉸接端變為自由端，無法傳遞橫向力，產生橫向水平位移；此時活動端需負擔全部橫向水平力，以致活動端有水平橫向位移情形發生。

3. 插銷跳離後對景安梁段造成之影響：

插銷失效後使「鉸接端」結構行為改變為「自由端」進而產生位移，係本次災害原因。因插銷係抵抗水平力之主要構件，跳脫後力量重新分配，連帶造成其他支承構件破壞，說明如下：

- (1) 伸縮縫：鉸接端變為自由端，無法傳遞縱向力，以致與相鄰振動單元相互碰撞，伸縮縫有擠壓情形發生。
- (2) 滑動板及導軌旋轉：鉸接端變為自由端，無法傳遞橫向力，產生橫向水平位移，此時所有橫向水平力皆由活動端導軌承受，以致滑動板及導軌前後產生錯動。

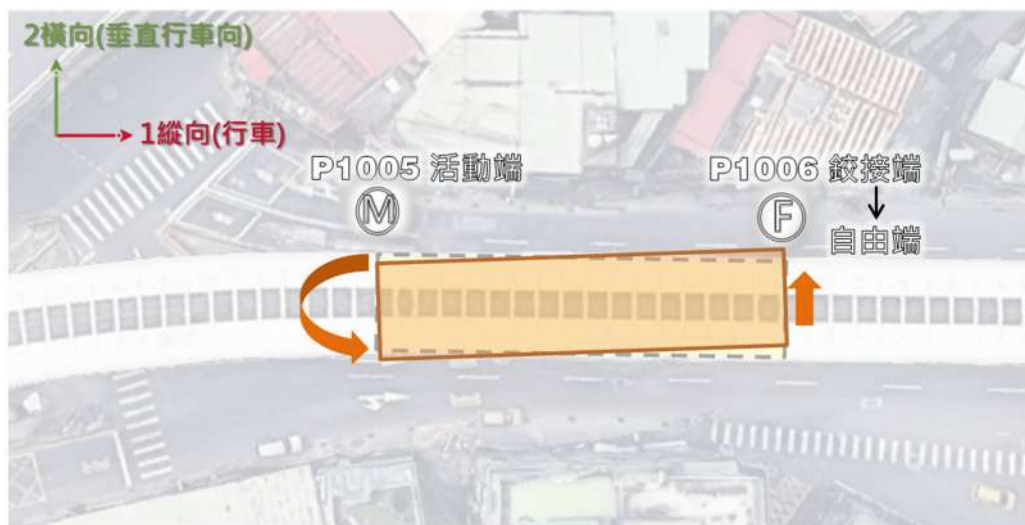


圖 3.3-9 景安段平面示意圖

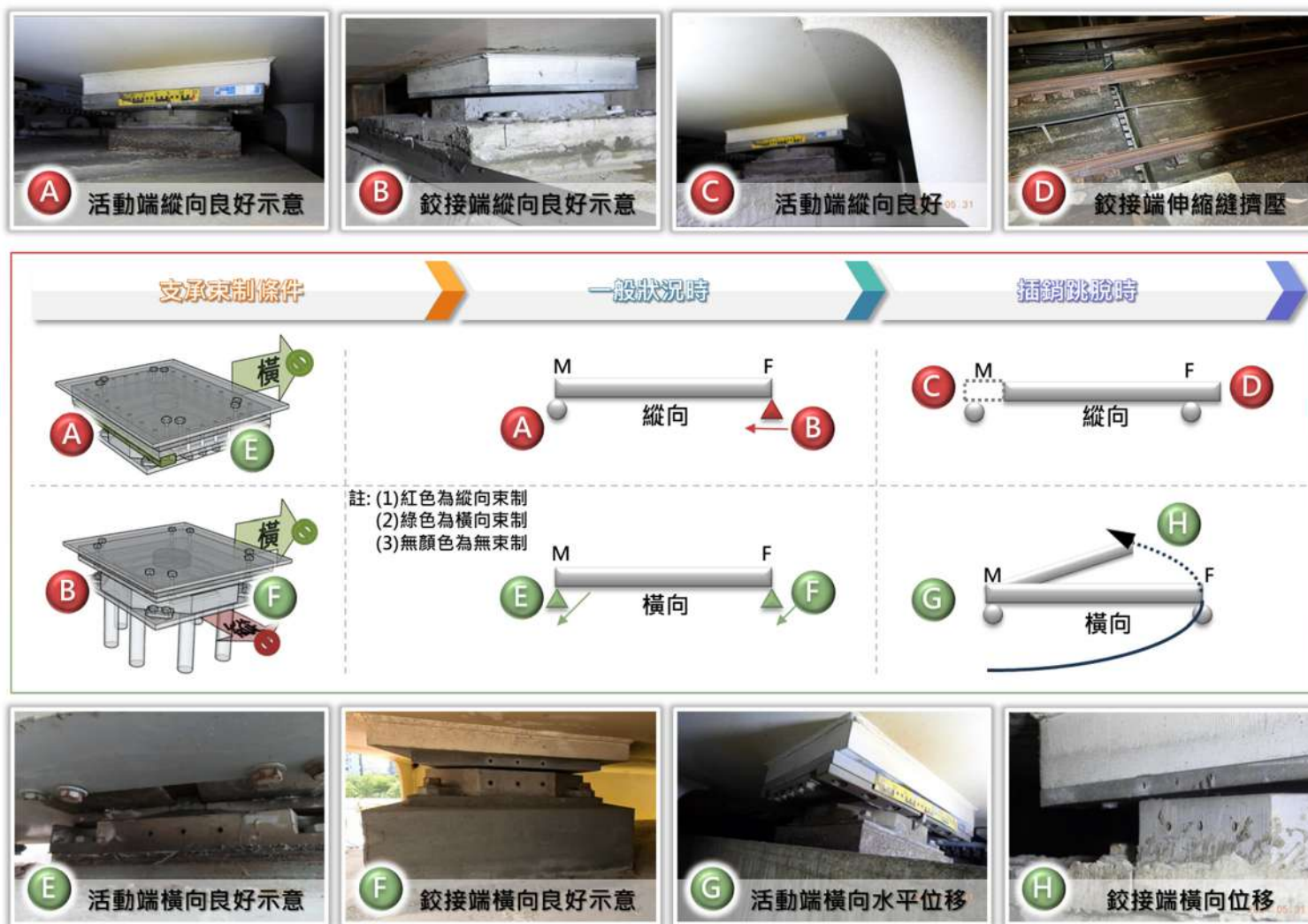


圖 3.3-10 景安段力學行為及現況示意圖

3.4 支承調查現況照片

3.4.1 簡支梁段上層梁支承照片

簡支梁段橋墩編號 P1210~P1211、P1216~P1217、P1217~P1218、P1218~P1219、P1221~Y1301、P1302~P1303，採雙層簡支梁配置，上下層共計 12 跨。簡支梁支承編號、型式代號、數量及邊界條件整理如表 3.4-1 所示，第 3.4.1 節說明簡支梁上層梁支承調查狀況。

表 3.4-1 簡支梁段支承表

位置	橋梁振動單元	支承編號	支承型式代號	支承數量	邊界條件
上層	P1210~P1211	P1210	F 250-1-SS	2	F
		P1211	L 250-1-SS-C	2	M
	P1216~P1217	P1216	F 150-1-SS	2	F
		P1217	L 150-1-SS-C	2	M
	P1217~P1218	P1217	F 150-1-SS	2	F
		P1218	L 150-1-SS-C	2	M
	P1218~P1219	P1218	F 150-1-SS	2	F
		P1219	L 150-1-SS-C	2	M
	P1221~Y1301	P1221	FU 200-1-SS	2	F
		Y1301	LU 200-1-SS-C	2	M
	P1302~P1303	P1302	L 150-1-SS-C	2	F
		P1303	F 150-1-SS	2	M
下層	P1210~P1211	P1210	F 250-1-SS	2	F
		P1211	L 250-1-SS-C	2	M
	P1216~P1217	P1216	F 150-1-SS	2	F
		P1217	L 150-1-SS-C	2	M
	P1217~P1218	P1217	F 150-1-SS	2	F
		P1218	L 150-1-SS-C	2	M
	P1218~P1219	P1218	F 150-1-SS	2	F
		P1219	L 150-1-SS-C	2	M
	P1221~Y1301	P1221	FU 200-1-SS	2	F
		Y1301	LU 200-1-SS-C	2	M
	P1302~P1303	P1302	L 150-1-SS-C	2	M
		P1303	F 150-1-SS	2	F

1. P1210~P1211 上層：

P1210 背面之支承為鉸接端(F)，P1211 正面之支承為活動端(M)，判斷破壞行為係因 P1210 鉸接端支承因調坡板有贅餘空間，連帶使插銷受地震力作用下，其底部向上跳離卡在上盤及調坡板間，使上下盤有輕微錯位，屬表 3.3-3 中 TYPE A 樣態。鉸接端向右水平位移約 6 cm，另 P1211 活動端上錨碇螺帽有鬆動之情事。

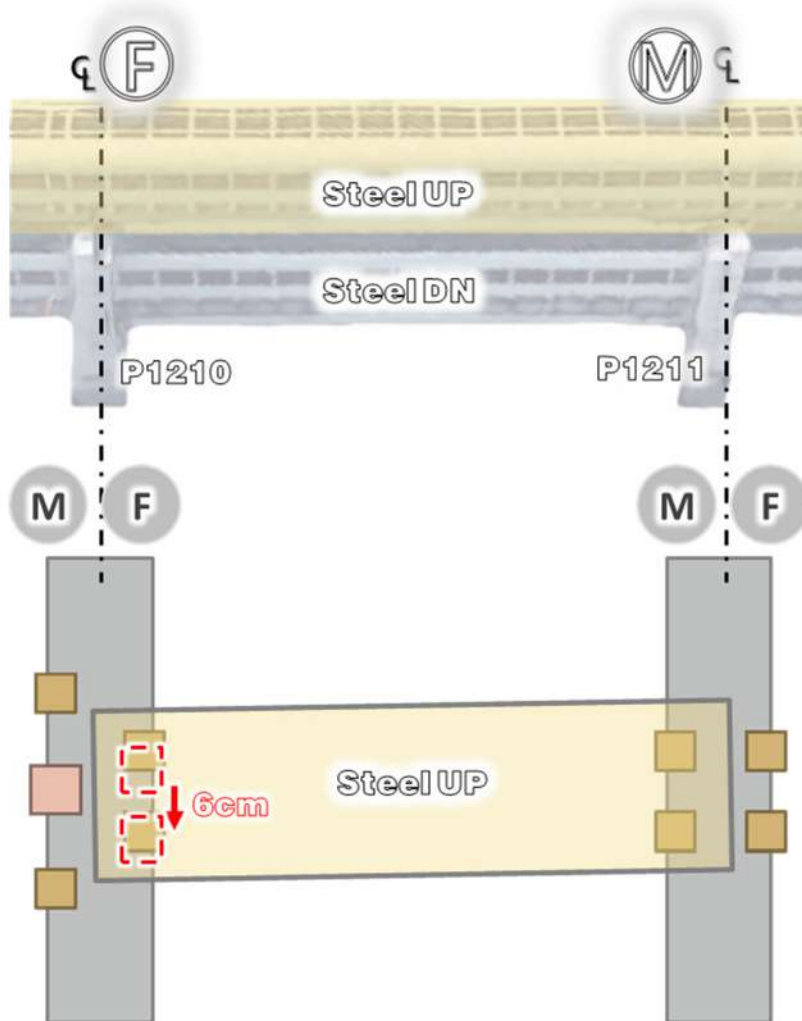


圖 3.4-1 P1210~P1211 上層結構圖

表 3.4-2 P1210LF 支承現況

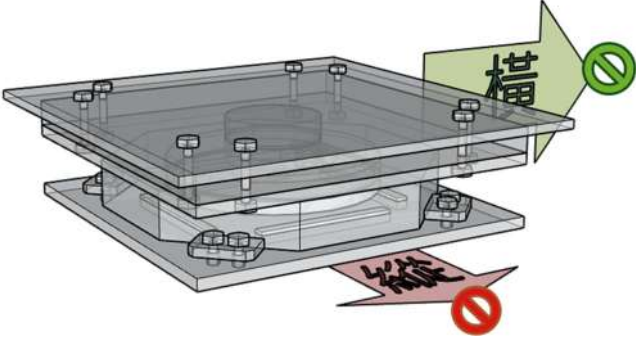

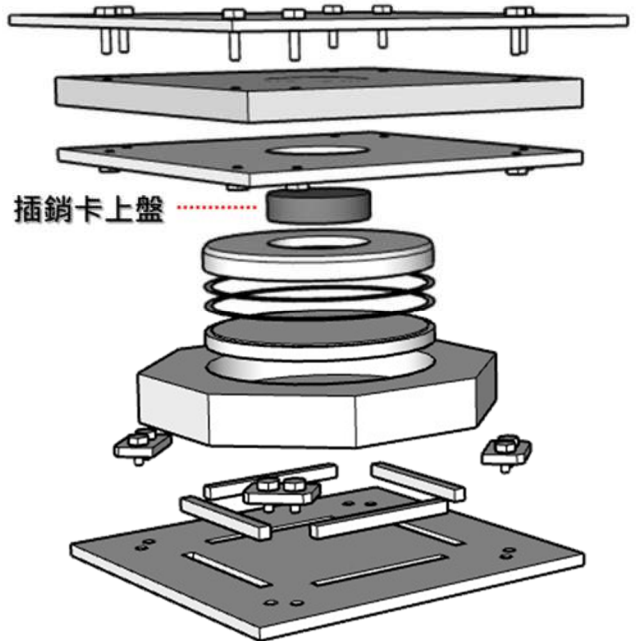


內容說明	上層 P1210LF 束制條件	內容說明	上層 P1210LF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1210LF 分解圖	內容說明	上層 P1210LF 上錨碇螺桿現況
			
		內容說明	上層 P1210LF 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-3 上層 P1210LF 支承模型建置

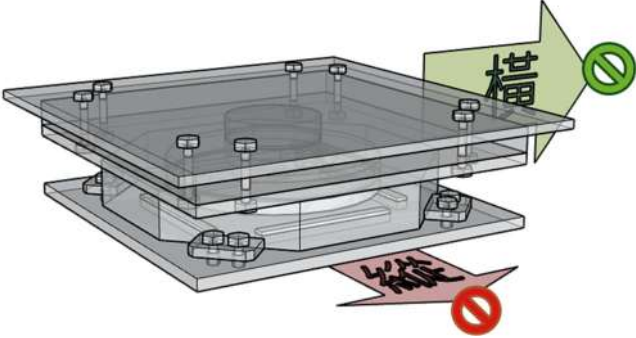



內容說明	上層 P1210LF 束制條件	內容說明	上層 P1210LF 正面
			
內容說明	上層 P1210LF 分解圖	內容說明	上層 P1210LF 背面
			
		內容說明	上層 P1210LF 錨碇螺桿現況
			

表 3.4-4 上層 P1210RF 支承現況

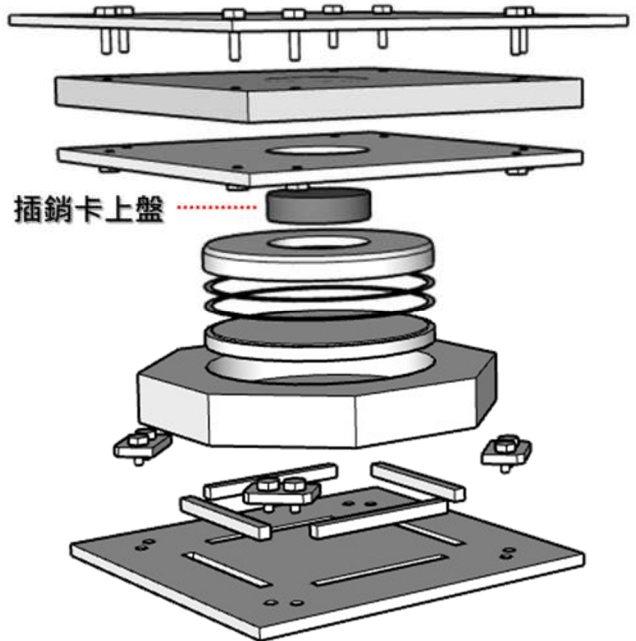

內容說明	上層 P1210RF 束制條件	內容說明	上層 P1210RF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1210RF 分解圖	內容說明	上層 P1210RF 上錨碇螺桿現況
			
		內容說明	上層 P1210RF 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-5 上層 P1210RF 支承模型建置

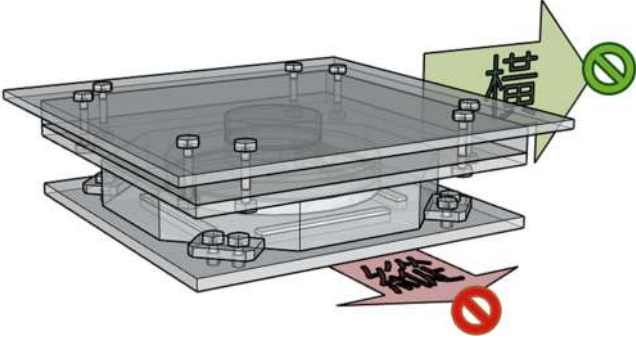

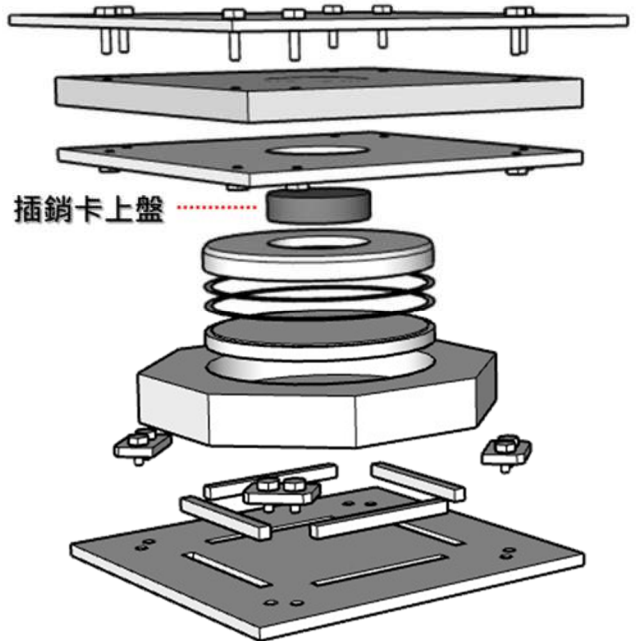


內容說明	上層 P1210RF 束制條件	內容說明	上層 P1210RF 正面
			
內容說明	上層 P1210RF 分解圖	內容說明	上層 P1210RF 背面
			
		內容說明	上層 P1210RF 錨碇螺桿現況
			

表 3.4-6 上層 P1211LN 支承現況

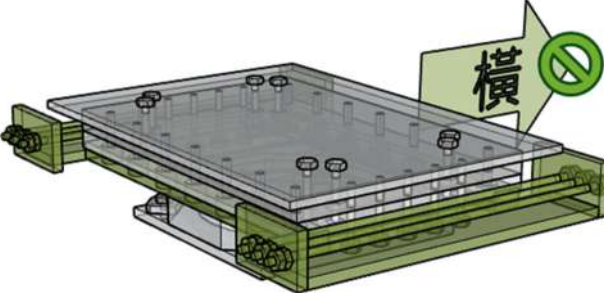

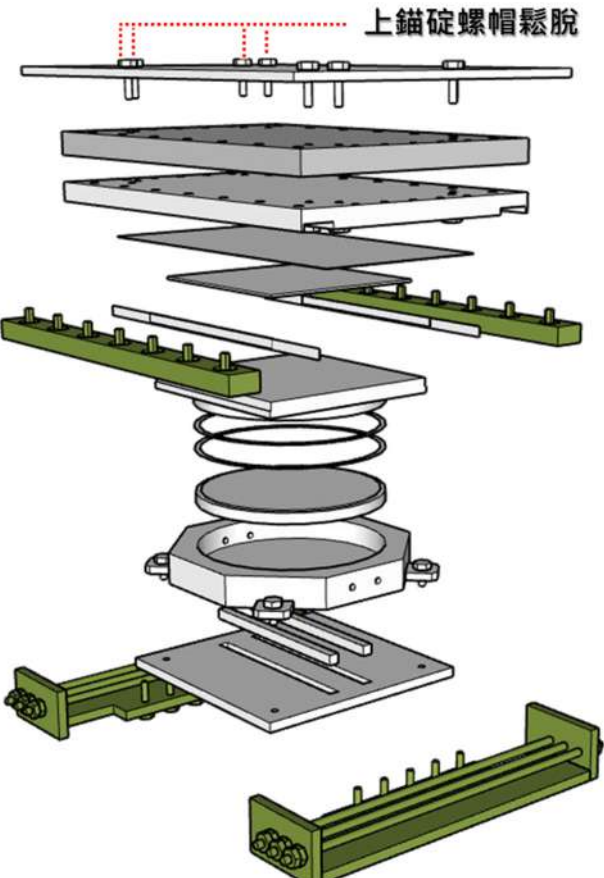


內容說明	上層 P1211LN 束制條件	內容說明	上層 P1211LN 上錨碇螺帽鬆脫
			
內容說明	上層 P1211LN 分解圖	內容說明	上層 P1211LN 支承現況
			
		內容說明	上層 P1211LN 支承現況
			

表 3.4-7 上層 P1211LN 支承模型建置

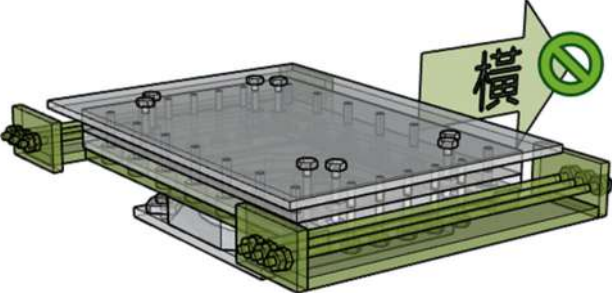

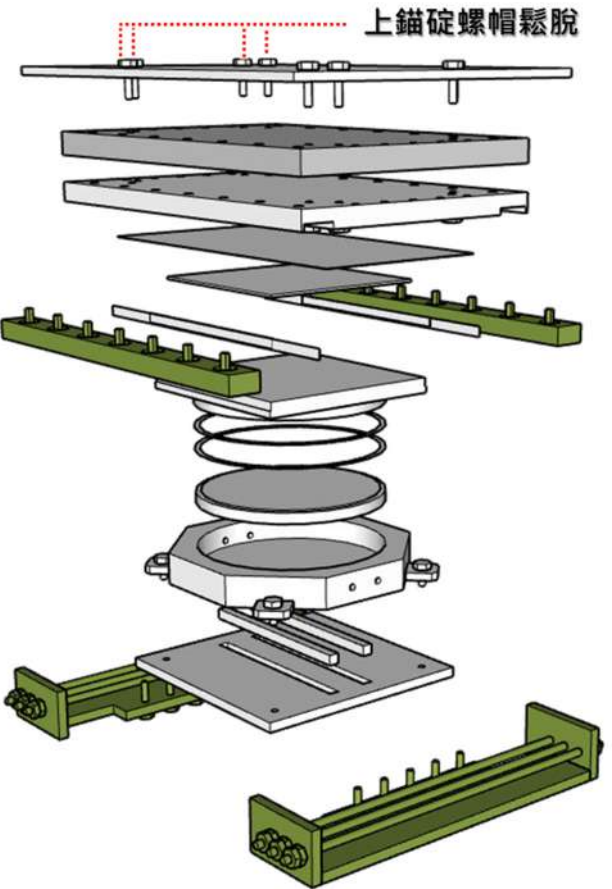


內容說明	上層 P1211LN 束制條件	內容說明	上層 P1211LN 正面
			
內容說明	上層 P1211LN 分解圖	內容說明	上層 P1211LN 背面
			
		內容說明	上層 P1211LN 左側
			

表 3.4-8 上層 P1211RN 支承現況

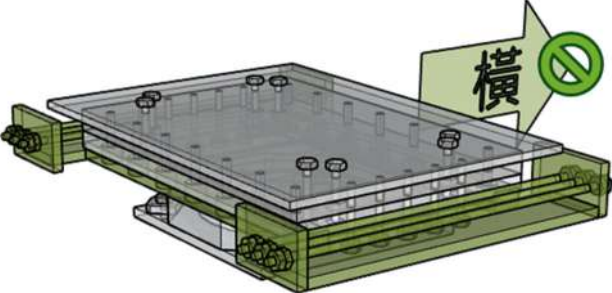

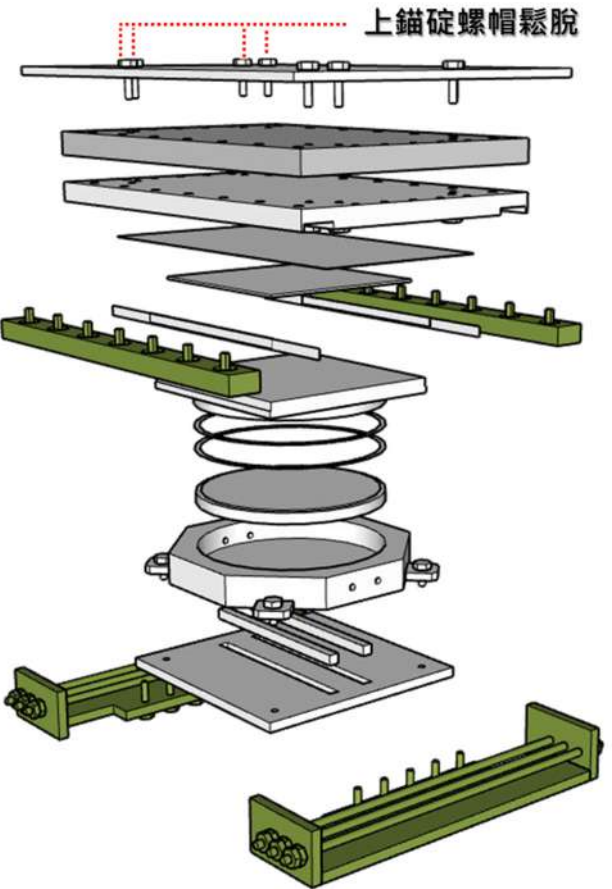


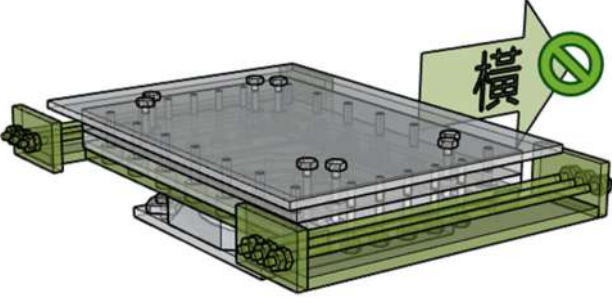

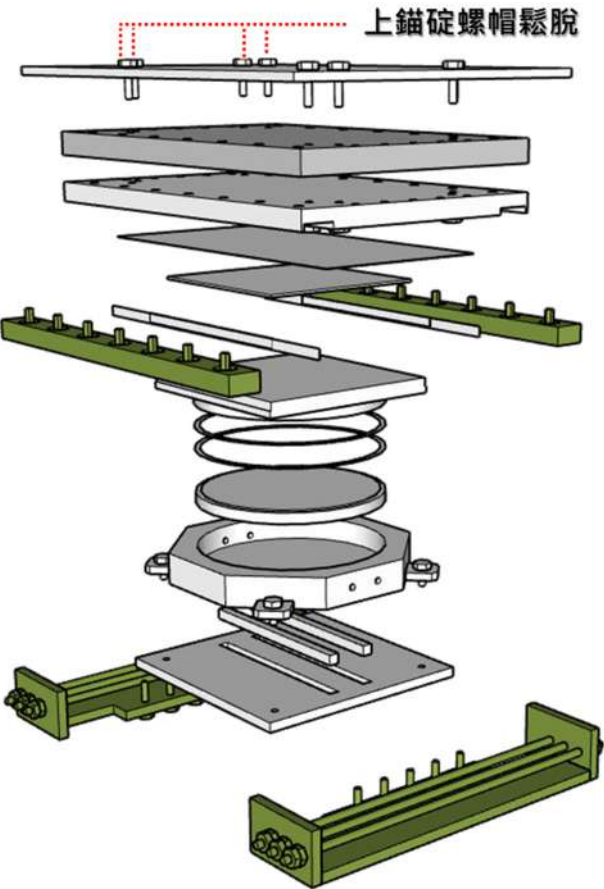


內容說明	上層 P1211RN 束制條件	內容說明	上層 P1211RN 上錨碇螺帽鬆脫
			
內容說明	上層 P1211RN 分解圖	內容說明	上層 P1211RN 支承現況
			
		內容說明	上層 P1211RN 支承現況
			

表 3.4-9 上層 P1211RN 支承模型建置

內容說明	上層 P1211RN 束制條件	內容說明	上層 P1211RN 正面
			
內容說明	上層 P1211RN 分解圖	內容說明	上層 P1211RN 左側
			
		內容說明	上層 P1211RN 右側
			

2. P1216~P1217 上層

P1216 背面之支承為鉸接端(F)，P1217 正面之支承為活動端(M)，判斷破壞行為係因 P1216 鉸接端支承因調坡板有贅餘空間，連帶使插銷受地震力作用下，其底部向上跳離卡在上盤及調坡板間，使上下盤有輕微錯位，屬表 3.3-3 中 TYPE A 樣態。鉸接端向右水平位移約 6 cm，P1216 鉸接端及 P1217 活動端上錨碇螺帽有鬆動之情事。

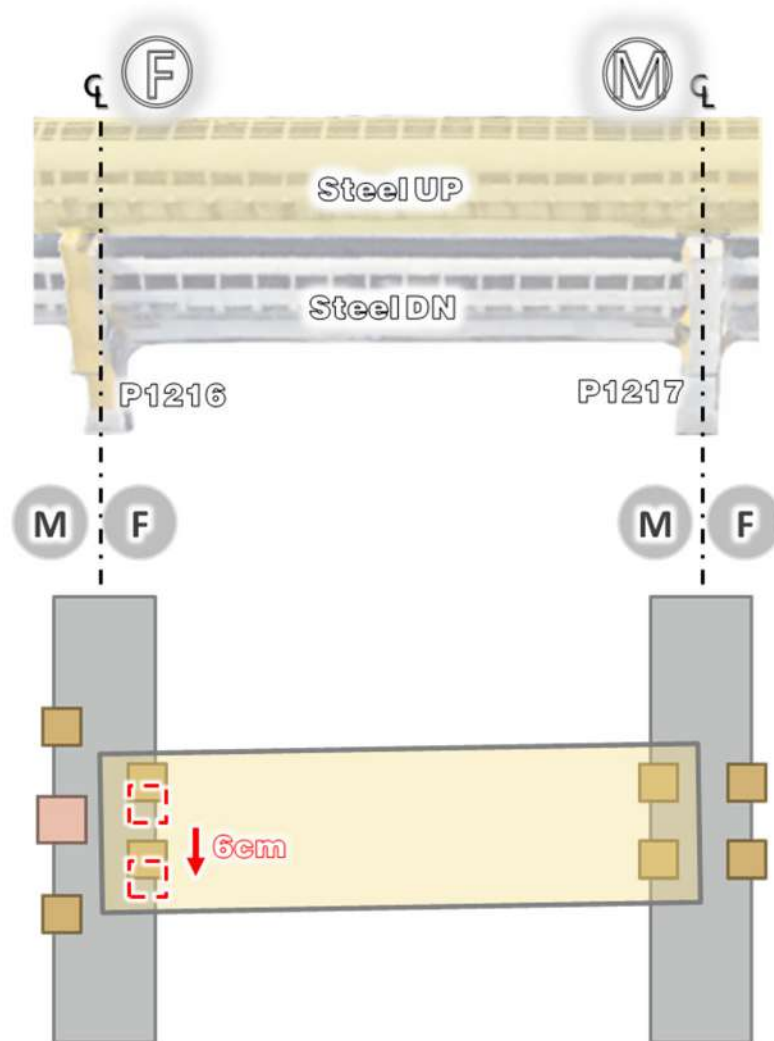


圖 3.4-2 P1216~P1217 上層結構圖

表 3.4-10 上層 P1216LF 支承現況



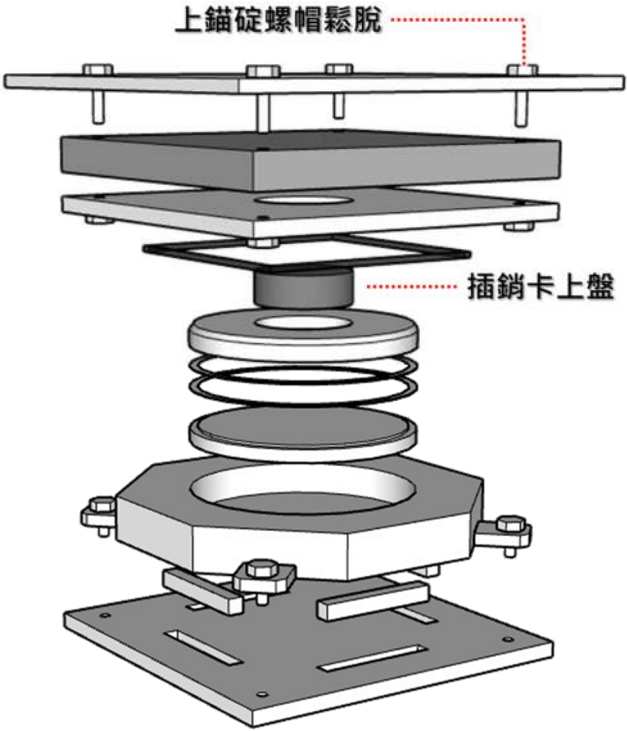


內容說明	上層 P1216LF 束制條件	內容說明	上層 P1216LF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1216LF 分解圖	內容說明	上層 P1216LF 上錨碇螺帽鬆脫
			
內容說明		內容說明	上層 P1216LF 錨碇螺桿現況
			

表 3.4-11 上層 P1216RF 支承現況



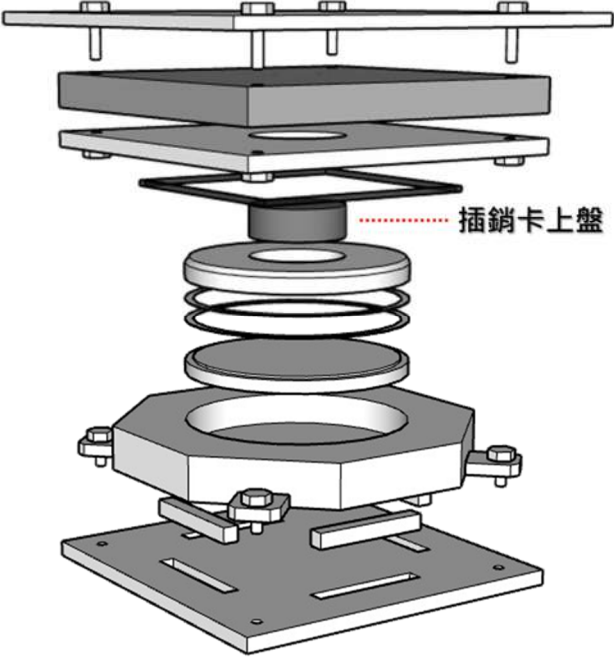


內容說明	上層 P1216RF 束制條件	內容說明	上層 P1216RF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1216RF 分解圖	內容說明	上層 P1216RF 上錨碇螺桿現況
			
		內容說明	上層 P1216RF 錨碇螺桿現況
			

表 3.4-12 上層 P1217LN 支承現況

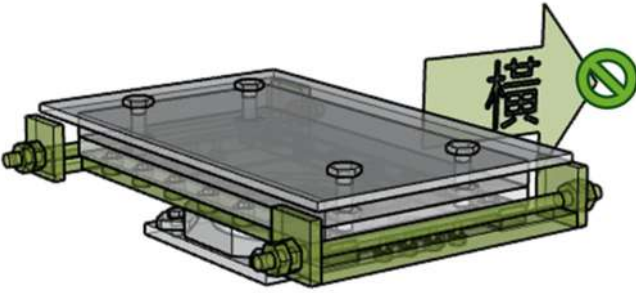

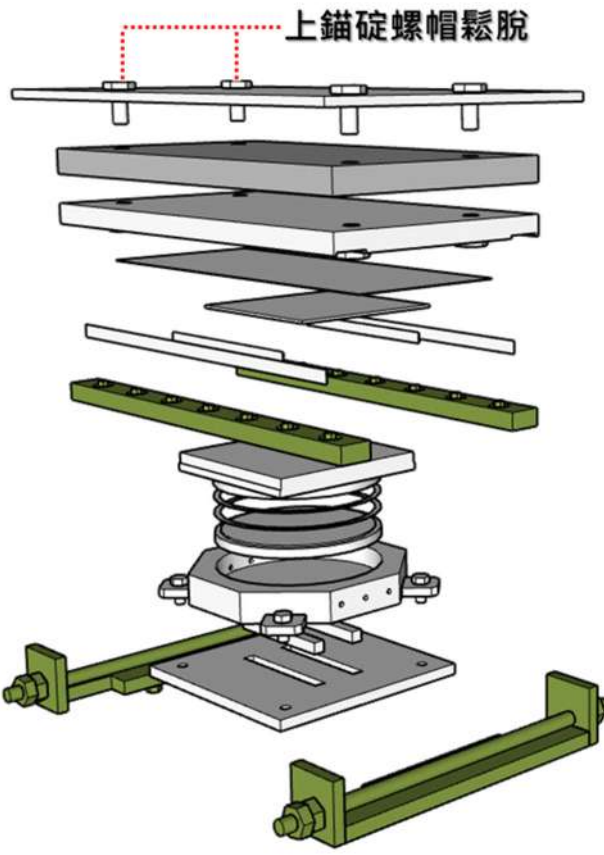

內容說明	上層 P1217LN 束制條件	內容說明	上層 P1217LN 上錨碇螺帽鬆脫
			
內容說明	上層 P1217LN 分解圖	內容說明	上層 P1217LN 支承現況
			
		內容說明	上層 P1217LN 支承現況
			

表 3.4-13 上層 P1217LN 支承模型建置


內容說明	上層 P1217LN 束制條件	內容說明	上層 P1217LN 正面
			
內容說明	上層 P1217LN 分解圖	內容說明	上層 P1217LN 左側
			
		內容說明	上層 P1217LN 右側
			

表 3.4-14 上層 P1217RN 支承現況

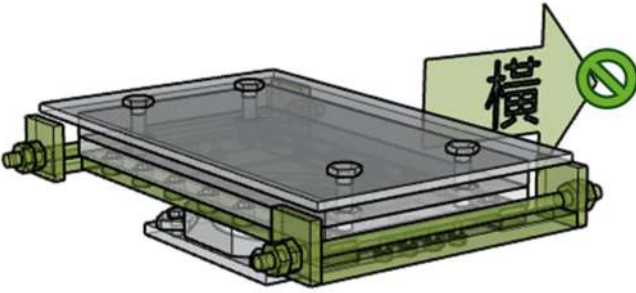

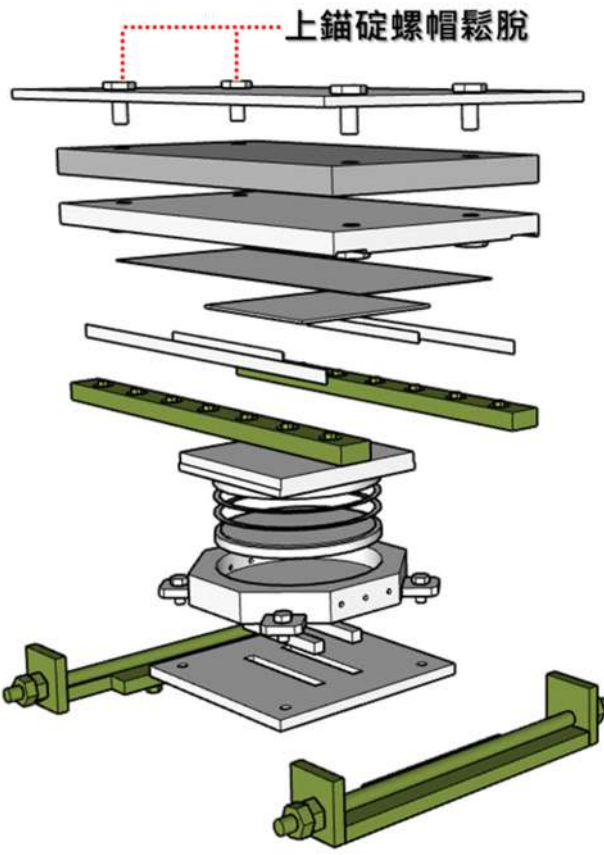


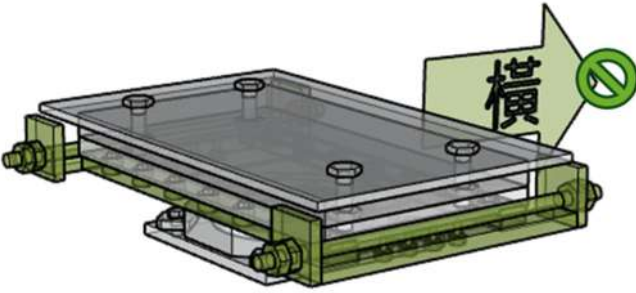

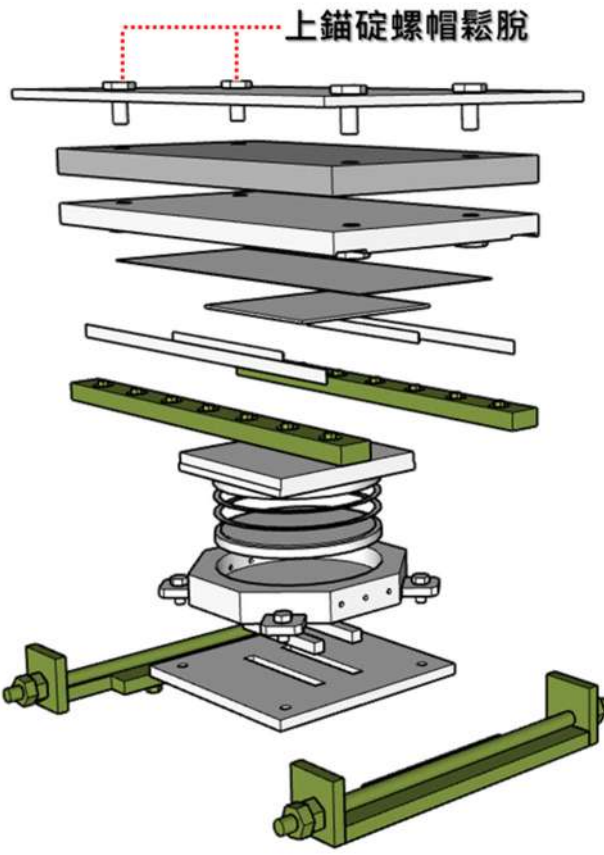


內容說明	上層 P1217RN 束制條件	內容說明	上層 P1217RN 上錨碇螺帽鬆脫
			
內容說明	上層 P1217RN 分解圖	內容說明	上層 P1217RN 支承現況
			

表 3.4-15 上層 P1217RN 支承模型建置

內容說明	上層 P1217RN 束制條件	內容說明	上層 P1217RN 正面
			
內容說明	上層 P1217RN 分解圖	內容說明	上層 P1217RN 左側
			
		內容說明	上層 P1217RN 右側
			

3. P1217~P1218 上層

P1217 背面之支承為鉸接端(F)，P1218 正面之支承為活動端(M)，判斷破壞行為係因 P1216 鉸接端支承因調坡板有贅餘空間，連帶使插銷受地震力作用下，其底部向上跳離卡在上盤及調坡板後，因上下盤錯位而掉出，屬表 3.3-3 中 TYPE B 樣態。鉸接端呈向右水平位移約 20 cm，另 P1217 鉸接端及 P1218 活動端上錨碇螺帽有鬆動之情事。

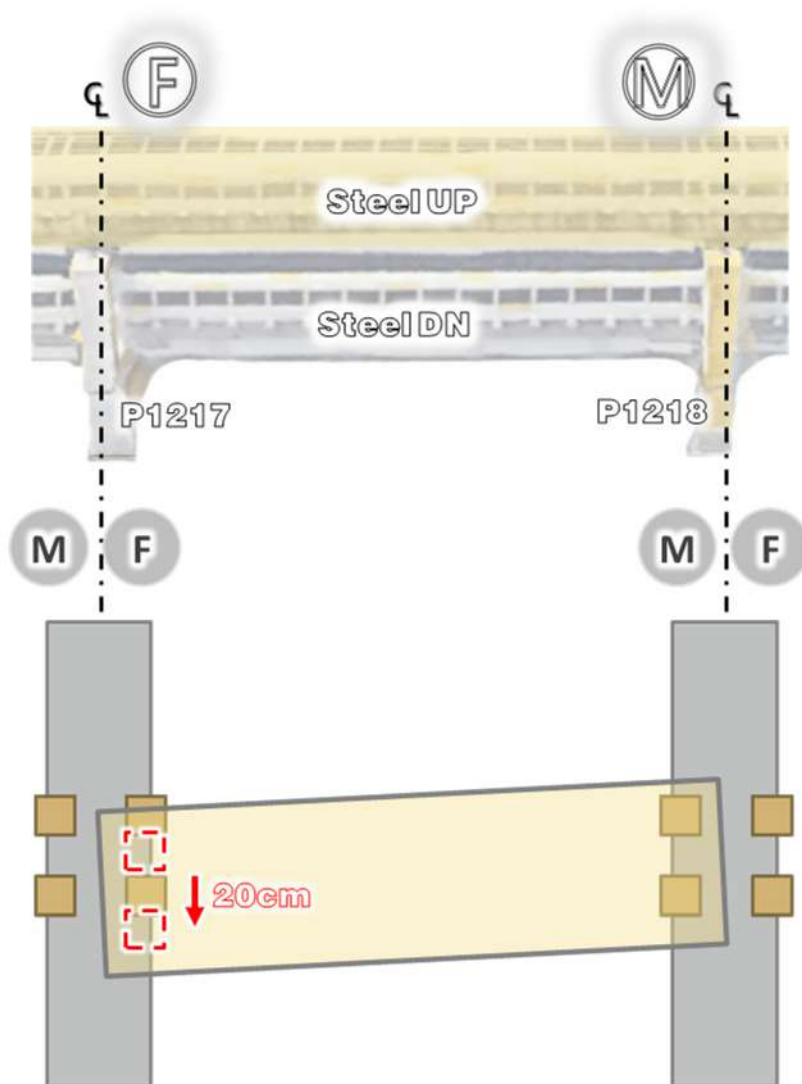


圖 3.4-3 P1217~P1218 上層結構圖

表 3.4-16 上層 P1217LF 支承現況



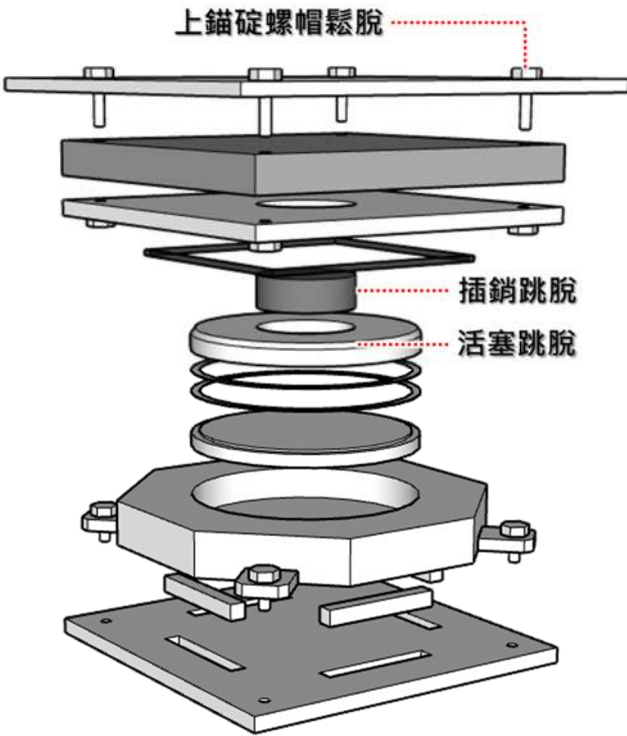


內容說明	上層 P1217LF 束制條件	內容說明	上層 P1217LF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1217LF 分解圖	內容說明	上層 P1217LF 插銷及活塞掉落
			
內容說明		內容說明	上層 P1217LF 上錨碇螺帽鬆脫
			

表 3.4-17 上層 P1217LF 支承模型建置



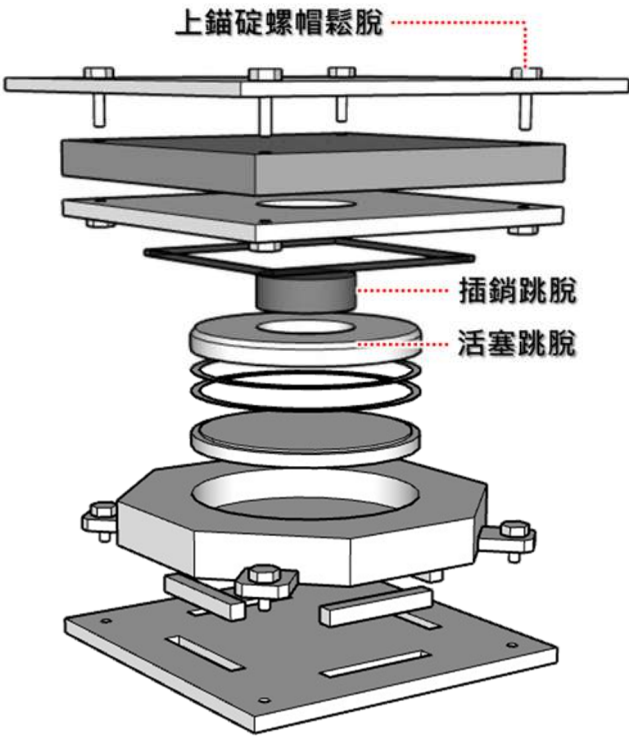


內容說明	上層 P1217LF 束制條件	內容說明	上層 P1217LF 正面
			
內容說明	上層 P1217LF 分解圖	內容說明	上層 P1217LF 背面
			
		內容說明	上層 P1217LF 右側
			

表 3.4-18 上層 P1217RF 支承現況

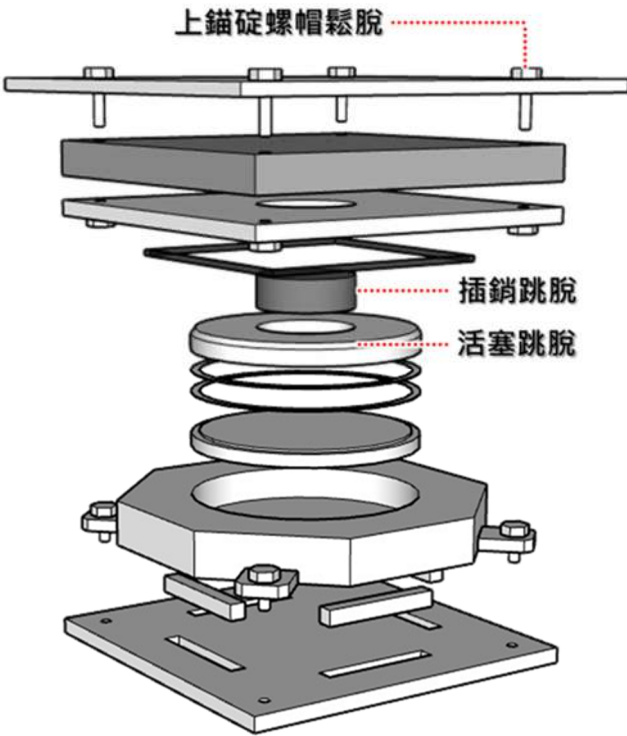

內容說明	上層 P1217RF 束制條件	內容說明	上層 P1217RF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1217RF 分解圖	內容說明	上層 P1217RF 插銷及活塞掉落
			
內容說明		內容說明	上層 P1217RF 上錨碇螺帽鬆脫
			

表 3.4-19 上層 P1217RF 支承模型建置



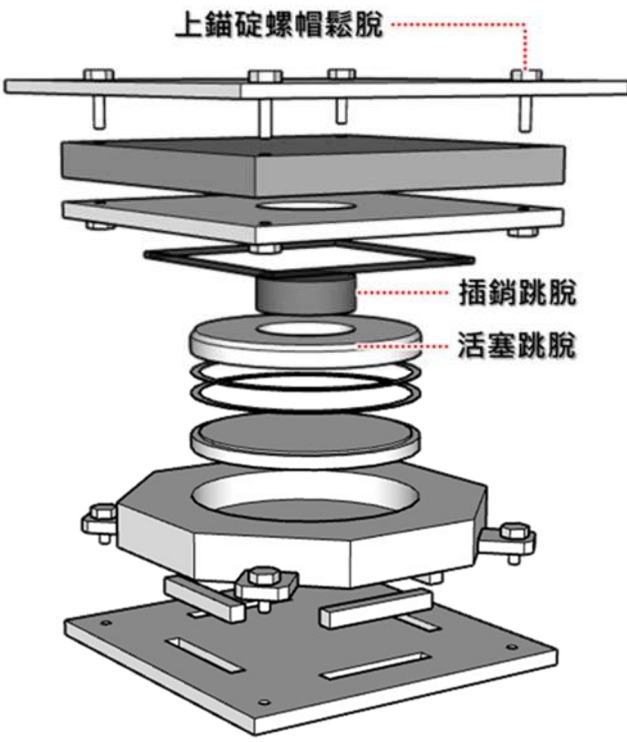


內容說明	上層 P1217RF 束制條件	內容說明	上層 P1217RF 正面
			
內容說明	上層 P1217RF 分解圖	內容說明	上層 P1217RF 背面
			
		內容說明	上層 P1217RF 右側
			

表 3.4-20 上層 P1218LN 支承現況

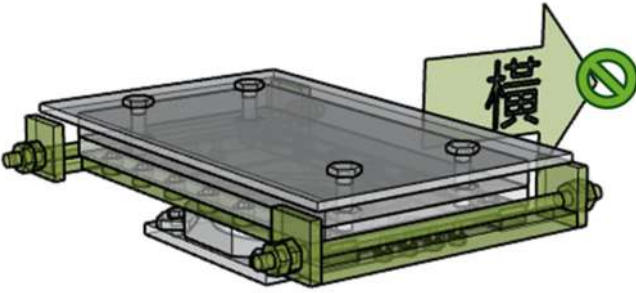

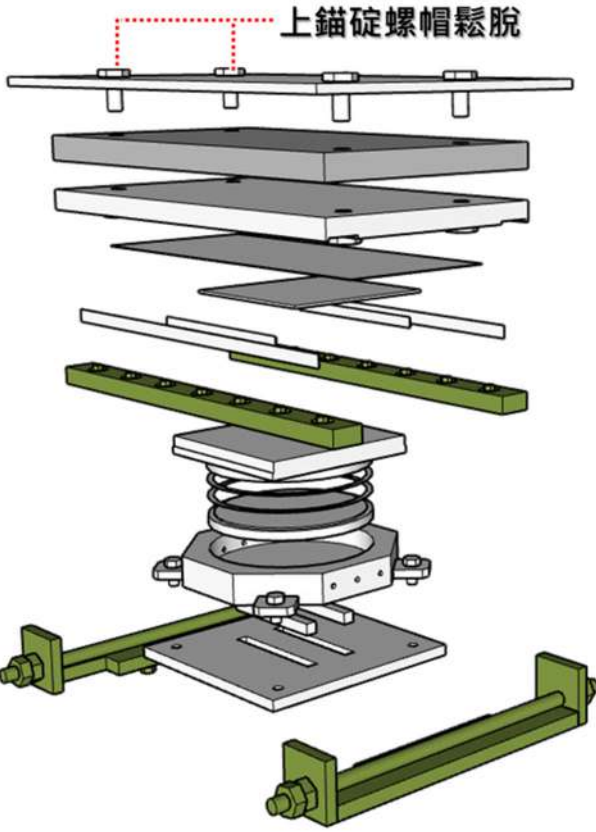


內容說明	上層 P1218LN 束制條件	內容說明	上層 P1218LN 上錨碇螺帽鬆脫
			
內容說明	上層 P1218LN 分解圖	內容說明	上層 P1218LN 支承現況
			
		內容說明	上層 P1218LN 支承現況
			

表 3.4-21 上層 P1218LN 支承模型建置

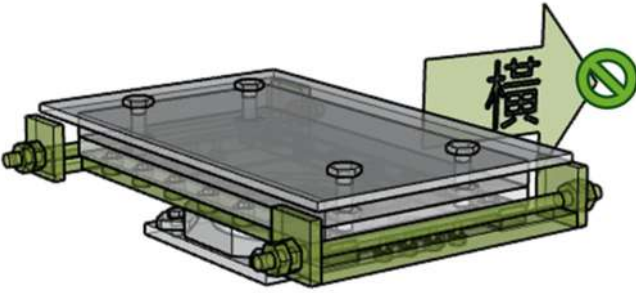

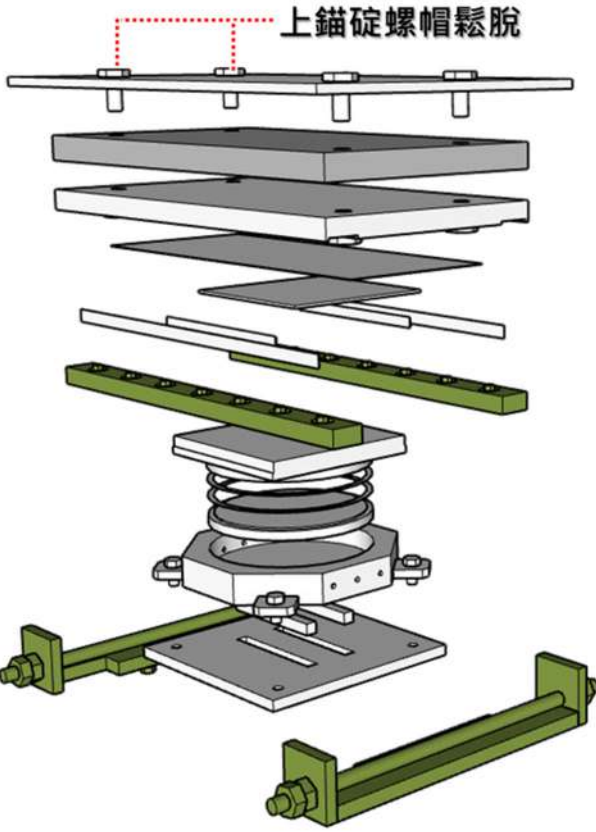


內容說明	上層 P1218LN 束制條件	內容說明	上層 P1218LN 正面
			
內容說明	上層 P1218LN 分解圖	內容說明	上層 P1218LN 左側
			
		內容說明	上層 P1218LN 右側
			

表 3.4-22 上層 P1218RN 支承現況

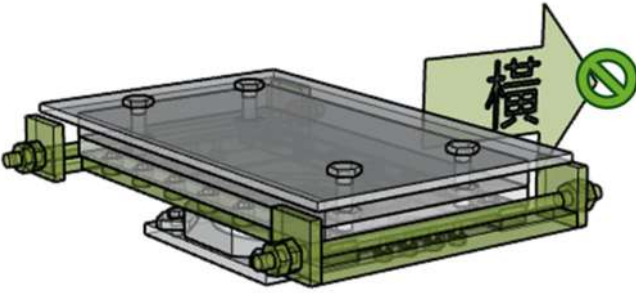

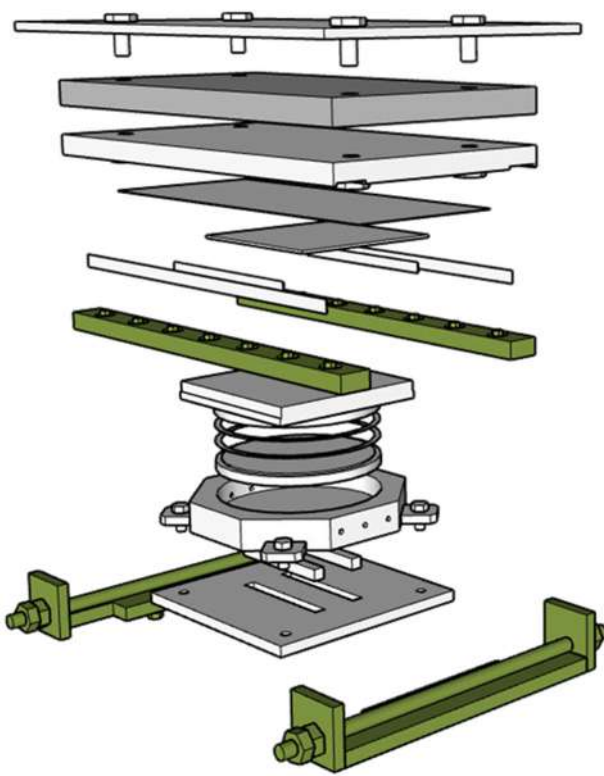


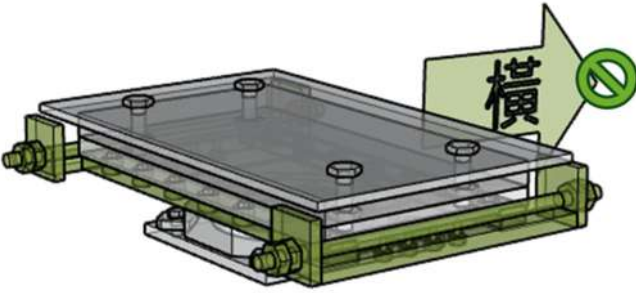
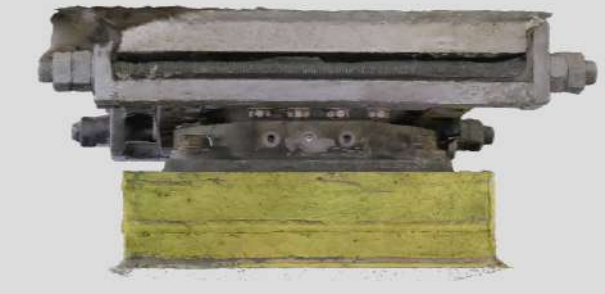
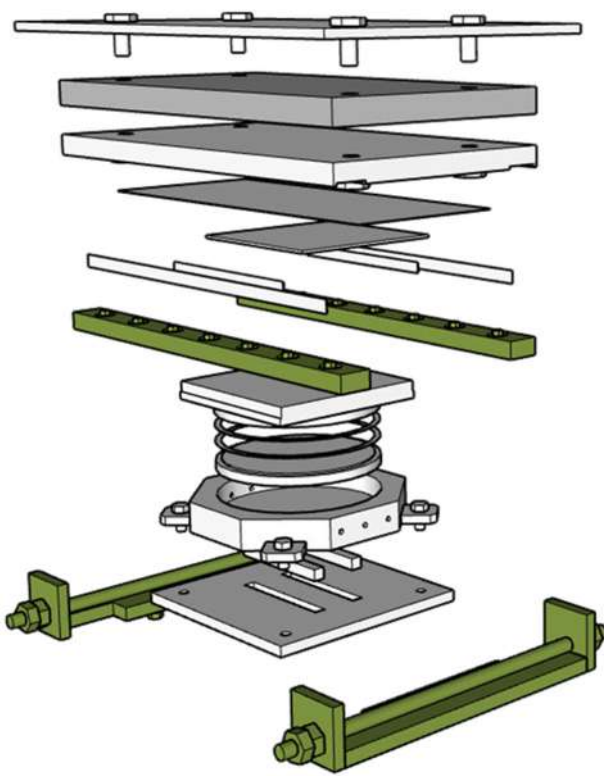


內容說明	上層 P1218RN 束制條件	內容說明	上層 P1218RN 支承現況
			
內容說明	上層 P1218RN 分解圖	內容說明	上層 P1218RN 支承現況
			
		內容說明	上層 P1218RN 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-23 上層 P1218RN 支承模型建置

內容說明	上層 P1218RN 束制條件	內容說明	上層 P1218RN 正面
			
內容說明	上層 P1218RN 分解圖	內容說明	上層 P1218RN 左側
			
		內容說明	上層 P1218RN 右側
			

4. P1218~P1219 上層：

P1218 背面之支承為鉸接端(F)，P1219 正面之支承為活動端(M)，判斷破壞行為係因 P1218 鉸接端支承因調坡板有贅餘空間，連帶使插銷受地震力作用下，其底部向上跳離卡在上盤及調坡板後，因上下盤發生較大錯位而掉出，屬表 3.3-3 中 TYPE B 樣態。鉸接端呈向右水平位移約 53 cm，另 P1218 鉸接端上錨碇螺桿斷裂、P1219 活動端上錨碇螺帽有鬆動之情事。

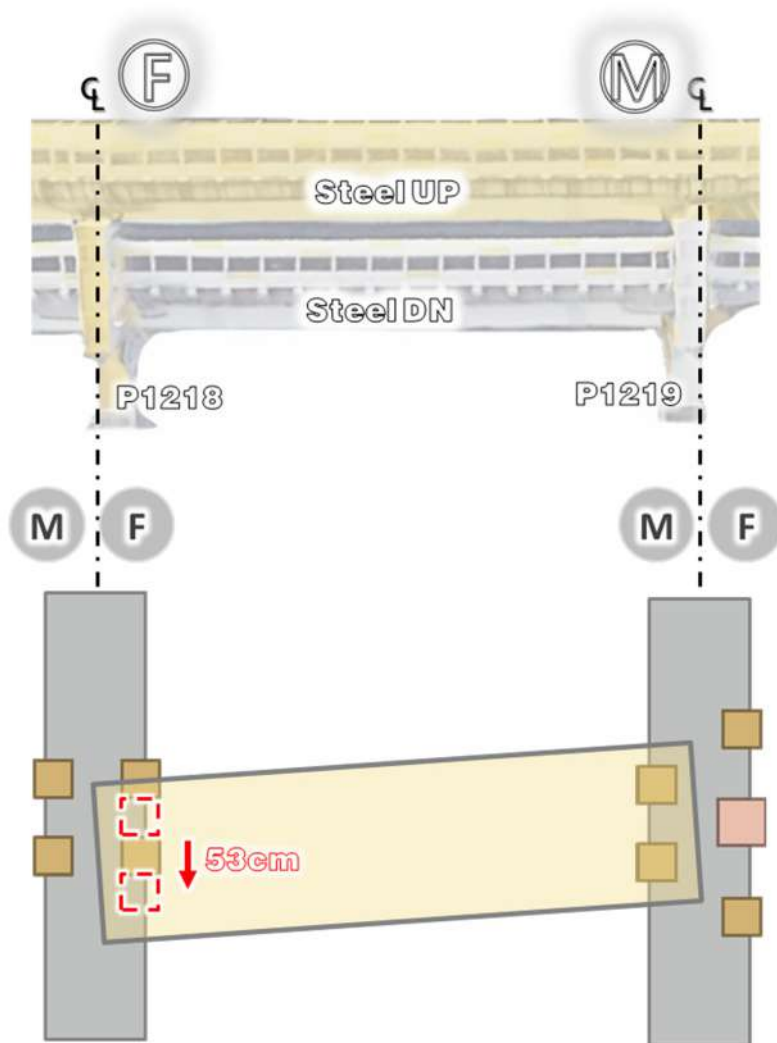


圖 3.4-4 P1218~P1219 上層結構圖

表 3.4-24 上層 P1218LF 支承現況



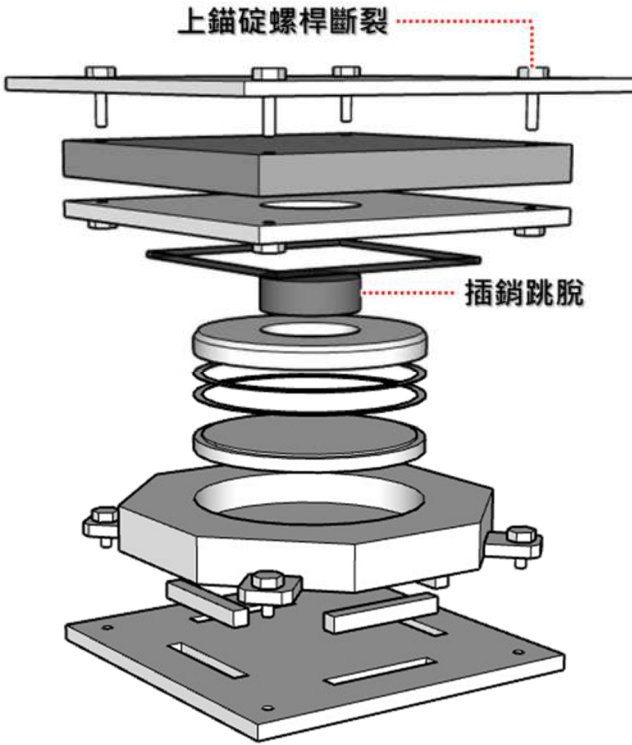


內容說明	上層 P1218LF 束制條件	內容說明	上層 P1218LF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1218LF 分解圖	內容說明	上層 P1218LF 插銷掉落
			
		內容說明	上層 P1218LF 上錨碇螺桿斷裂
			

表 3.4-25 上層 P1218LF 支承模型建置



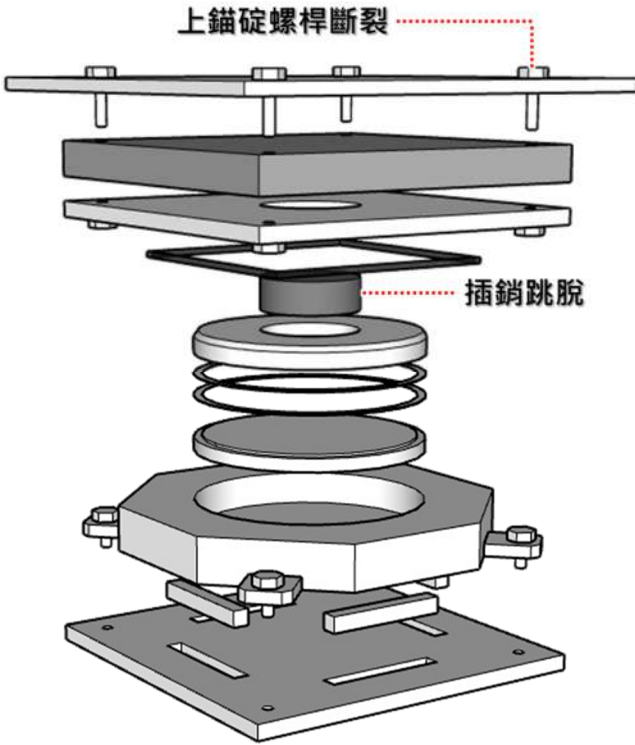


內容說明	上層 P1218LF 束制條件	內容說明	上層 P1218LF 正面
			
內容說明	上層 P1218LF 分解圖	內容說明	上層 P1218LF 背面
			
		內容說明	上層 P1218LF 右側
			

表 3.4-26 上層 P1218RF 支承現況



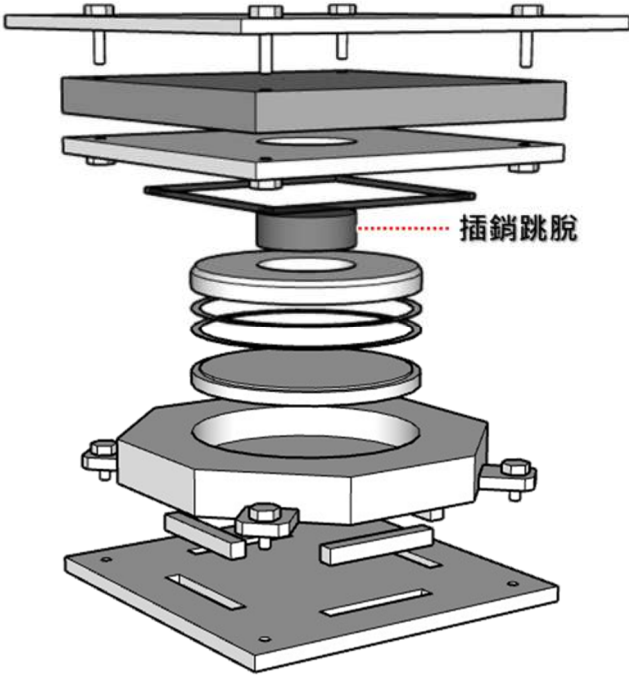


內容說明	上層 P1218RF 束制條件	內容說明	上層 P1218RF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1218RF 分解圖	內容說明	上層 P1218RF 插銷掉落
			
		內容說明	上層 P1218RF 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-27 上層 P1218RF 支承模型建置



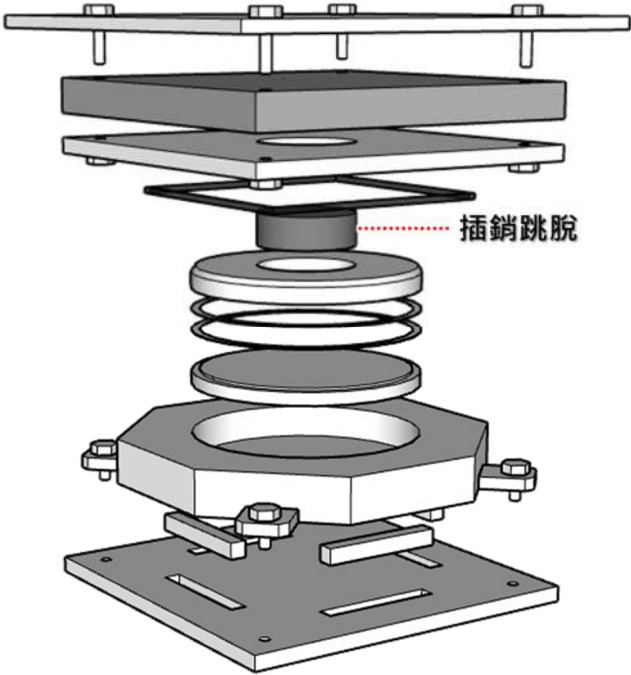


內容說明	上層 P1218RF 束制條件	內容說明	上層 P1218RF 左側
			
內容說明	上層 P1218RF 分解圖	內容說明	上層 P1218RF 背面
			
		內容說明	上層 P1218RF 右側
			

表 3.4-28 上層 P1219LN 支承現況

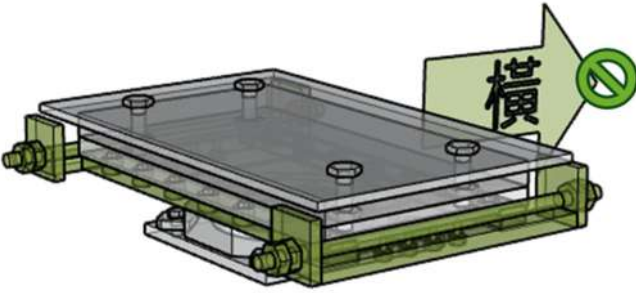

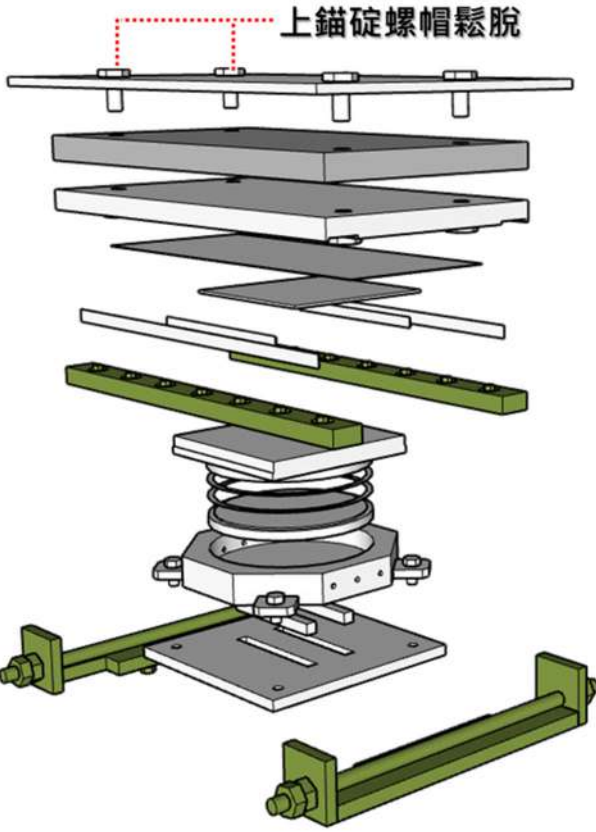


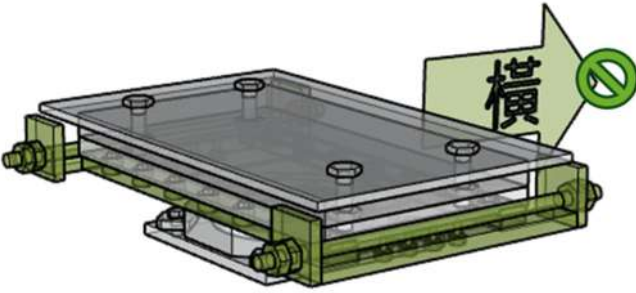
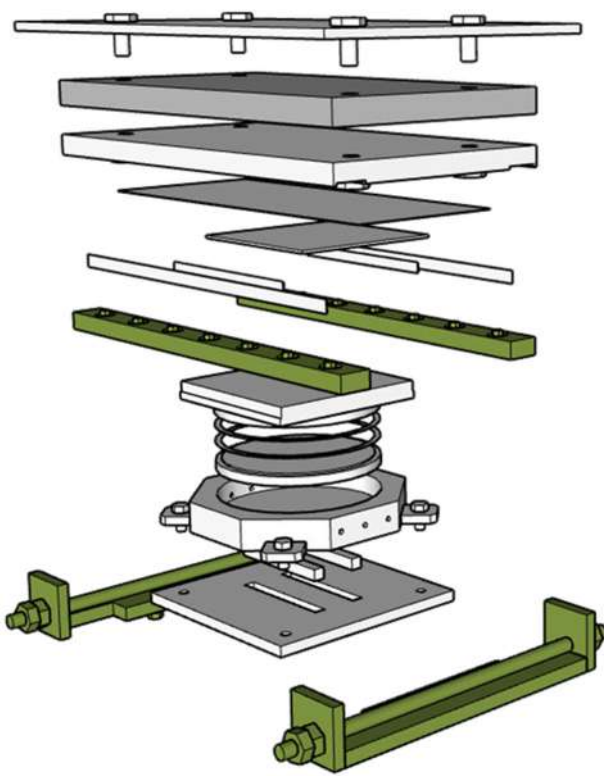

內容說明	上層 P1219LN 束制條件	內容說明	上層 P1219LN 上錨碇螺帽鬆脫
			
內容說明	上層 P1219LN 分解圖	內容說明	上層 P1219LN 支承現況
			

表 3.4-29 上層 P1219RN 支承現況

內容說明	上層 P1219RN 束制條件	內容說明	上層 P1219RN 支承現況
			
內容說明	上層 P1219RN 分解圖	內容說明	上層 P1219RN 支承現況
			
		內容說明	上層 P1219RN 上錨碇螺桿現況
			

5. P1221~Y1301 上層：

P1221 背面之支承為鉸接端(F)，Y1301 正面之支承為活動端(M)，判斷破壞行為係因 P1218 鉸接端支承因調坡板有贅餘空間，連帶使插銷受地震力作用下，其底部向上跳離卡在上盤及調坡板後，因上下盤發生較大錯位而掉出，屬表 3.3-3 中 TYPE B 樣態。鉸接端呈向右水平位移約 60 cm，因插銷跳脫掉出後，鉸接端失去抗水平力功能，以致 P1221 鉸接端上錨碇螺桿有斷裂及拉拔板部分螺栓有斷裂情形。另 P1221 鉸接端部分拉拔板螺栓鎖固牙數不足。

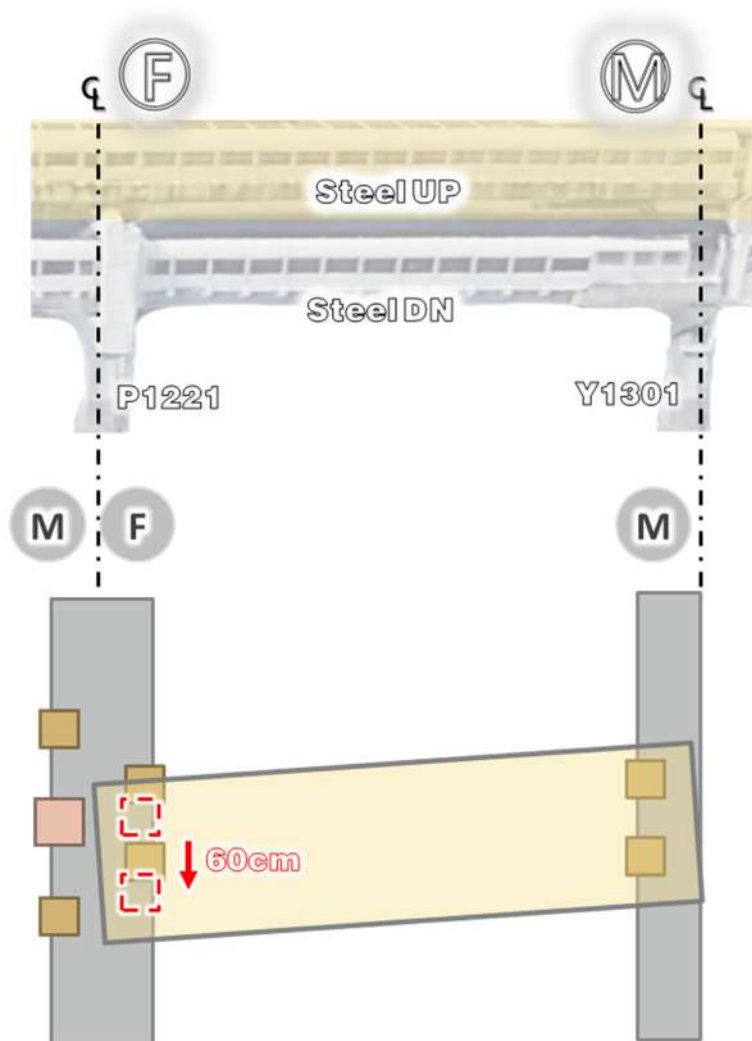


圖 3.4-5 P1221~Y1301 上層結構圖

表 3.4-30 上層 P1221LF 支承現況

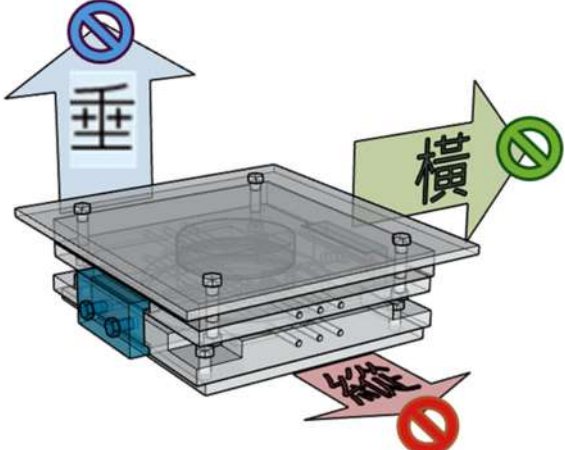

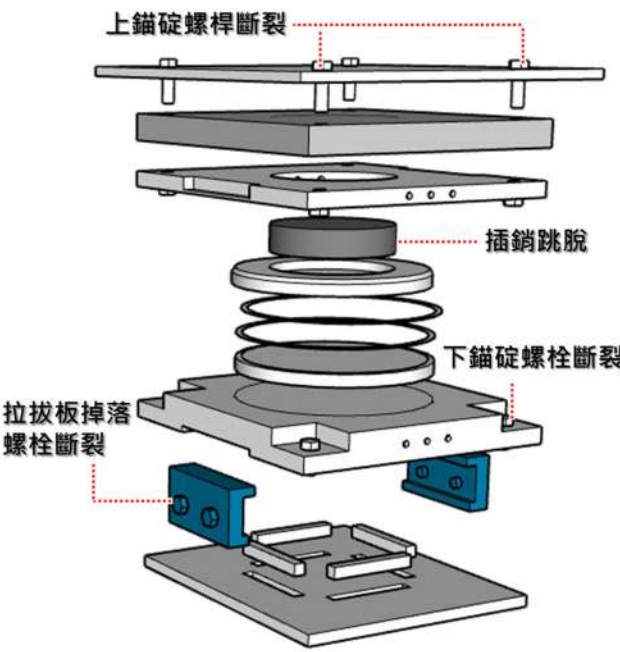


內容說明	上層 P1221LF 束制條件	內容說明	上層 P1221LF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1221LF 分解圖	內容說明	上層 P1221LF 插銷掉落
			
		內容說明	上層 P1221LF 右側拉拔板掉落 拉拔板螺栓斷裂
			

表 3.4-31 上層 P1221LF 支承現況

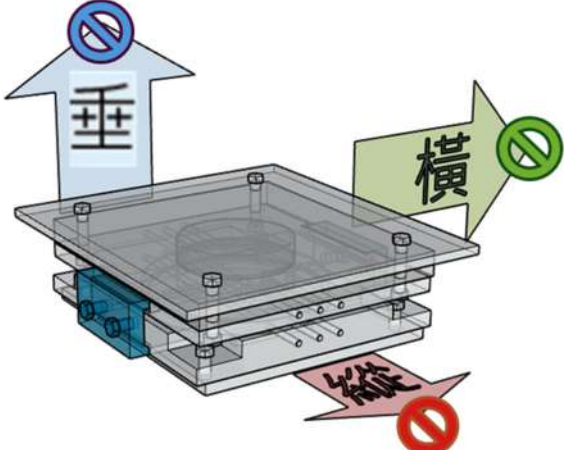

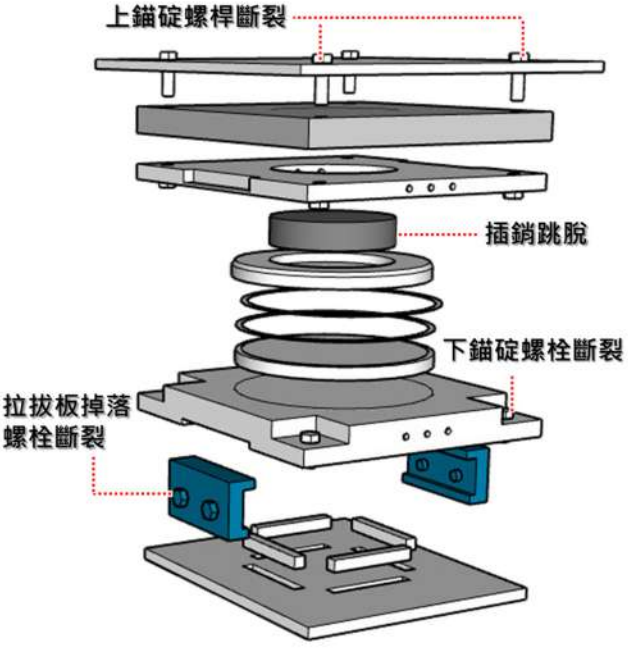


內容說明	上層 P1221LF 束制條件	內容說明	上層 P1221LF 下錨碇螺桿斷裂
			
內容說明	上層 P1221LF 分解圖	內容說明	上層 P1221LF 上錨碇螺桿斷裂
			
		內容說明	上層 P1221LF 左側拉拔板現況
			

表 3.4-32 上層 P1221LF 支承模型建置

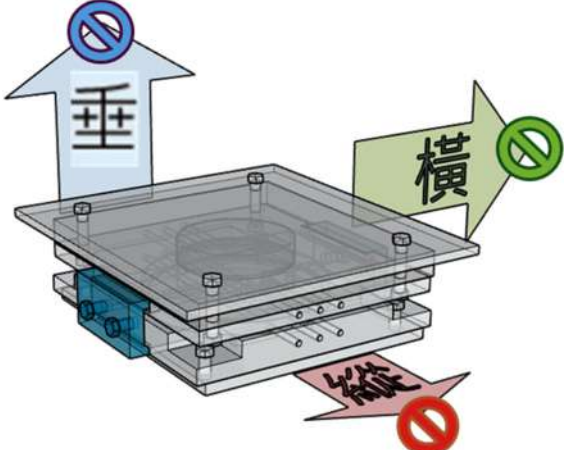

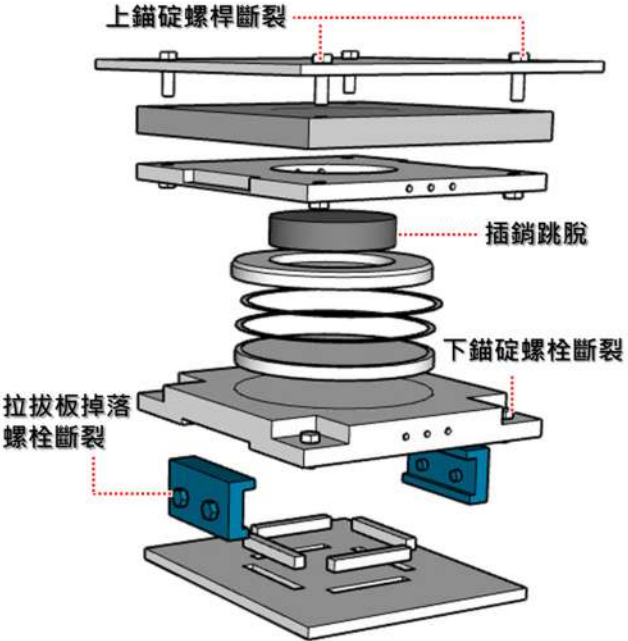


內容說明	上層 P1221LF 束制條件	內容說明	上層 P1221LF 正面
			
內容說明	上層 P1221LF 分解圖	內容說明	上層 P1221LF 背面
			
		內容說明	上層 P1221LF 左側
			

表 3.4-33 上層 P1221RF 支承現況



內容說明	上層 P1221RF 束制條件	內容說明	上層 P1221RF 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1221RF 分解圖	內容說明	上層 P1221RF 插銷掉落
			上層 P1221RF 左側拉拔板掉落 螺栓斷裂
			<p>2024.05.05</p>

表 3.4-34 上層 P1221RF 支承現況

內容說明	上層 P1221RF 束制條件	內容說明	上層 P1221RF 右側拉拔板 螺栓鎖固牙數不足
			
內容說明	上層 P1221RF 分解圖	內容說明	上層 P1221RF 上錨碇螺桿現況
			
		內容說明	上層 P1221RF 下錨碇螺栓現況

表 3.4-35 上層 P1221RF 支承模型建置

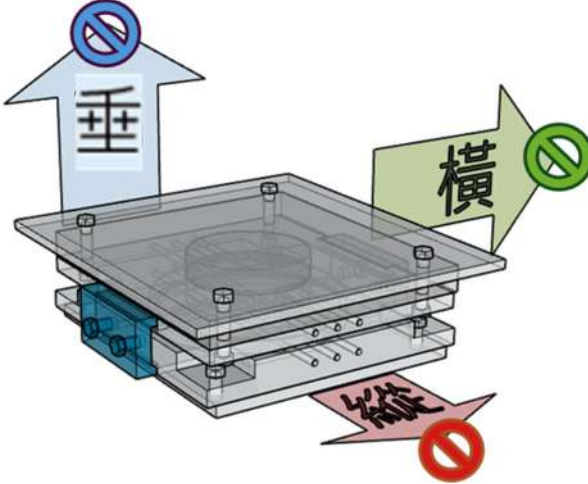

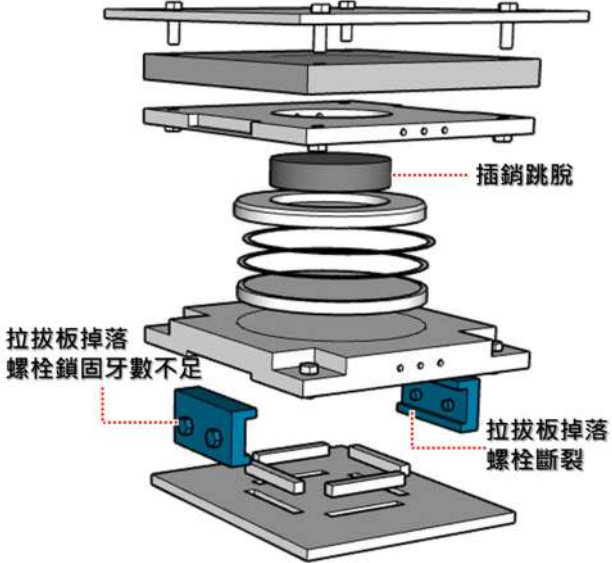


內容說明	上層 P1221RF 束制條件	內容說明	上層 P1221RF 正面
			
內容說明	上層 P1221RF 分解圖	內容說明	上層 P1221RF 背面
			
	<p>內容說明</p>	<p>上層 P1221RF 右側</p>	

表 3.4-36 上層 Y1301LN 支承現況



內容說明	上層 Y1301LN 束制條件	內容說明	上層 Y1301LN 支承現況
			
內容說明	上層 Y1301LN 分解圖	內容說明	上層 Y1301LN 拉拔板現況
			內容說明
			上層 Y1301LN 上錨碇螺桿現況

表 3.4-37 上層 Y1301RN 支承現況

內容說明	上層 Y1301RN 束制條件	內容說明	上層 Y1301RN 支承現況
			
內容說明	上層 Y1301RN 分解圖	內容說明	上層 Y1301RN 拉拔板現況
			
		內容說明	上層 Y1301RN 上錨碇螺桿現況
			

6. P1302~P1303 上層：

P1302 背面之支承為活動端(M)，P1303 正面之支承為鉸接端(F)，判斷破壞行為係因 P1303 鉸接端支承因調坡板有贅餘空間，連帶使插銷受地震力作用下，其底部向上跳離卡在上盤及調坡板間，使上下盤有輕微錯位，屬表 3.3-3 中 TYPE A 樣態。鉸接端向右水平位移約 6 cm。

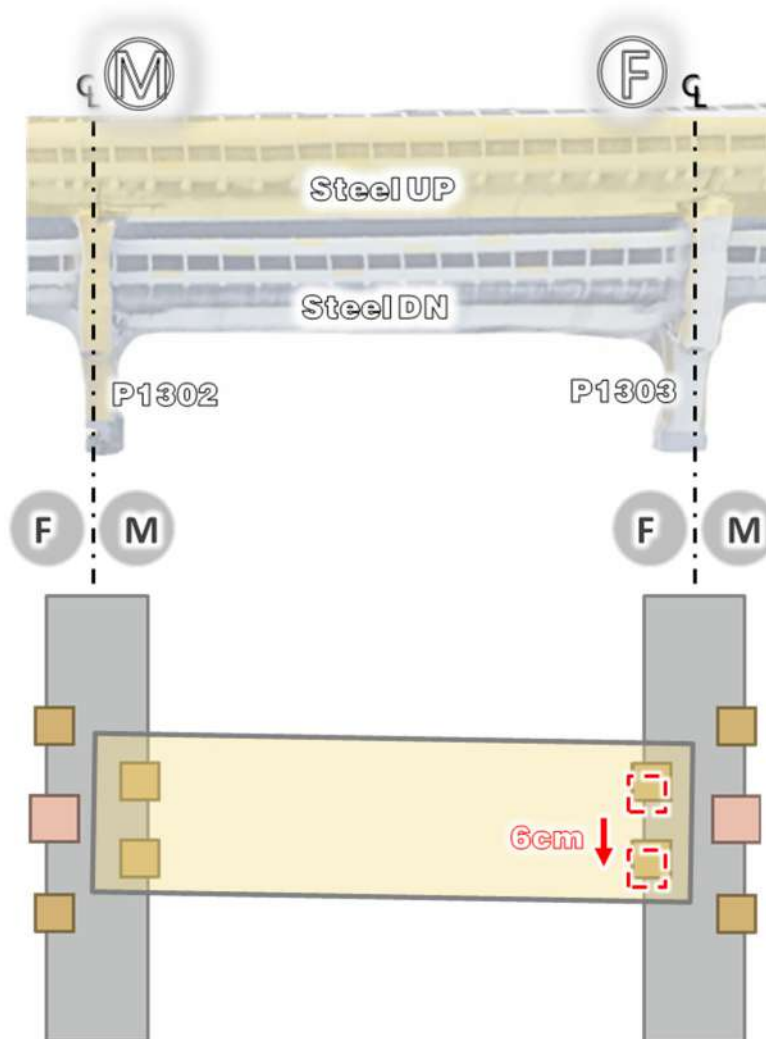


圖 3.4-6 P1302~P1303 上層結構圖

表 3.4-38 上層 P1302LF 支承現況

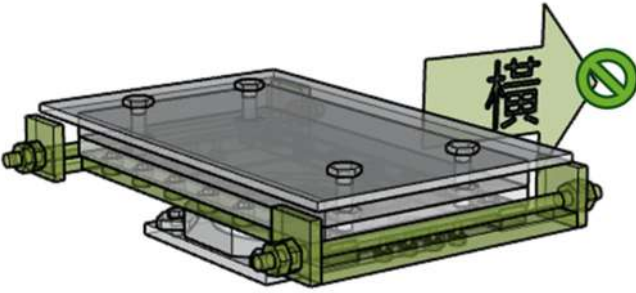

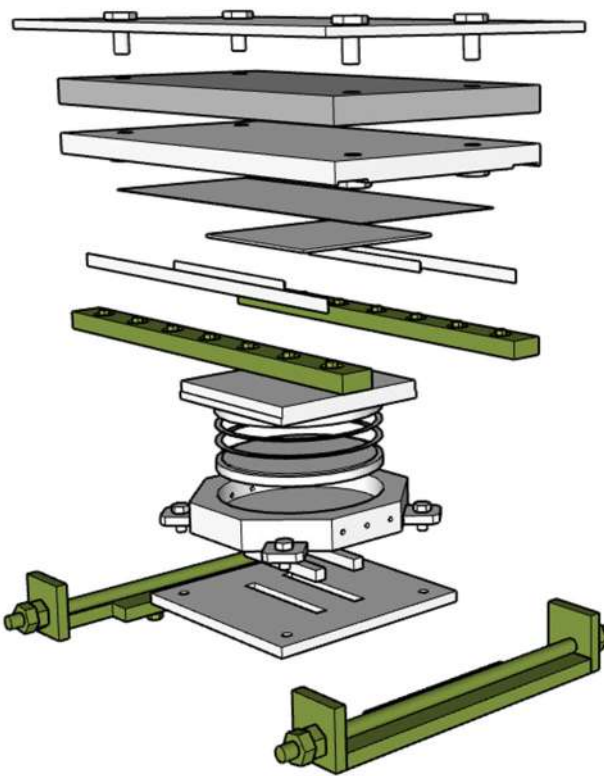


內容說明	上層 P1302LF 束制條件	內容說明	上層 P1302LF 支承現況
			
內容說明	上層 P1302LF 分解圖	內容說明	上層 P1302LF 支承現況
			
		內容說明	上層 P1302LF 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-39 上層 P1302RF 支承現況

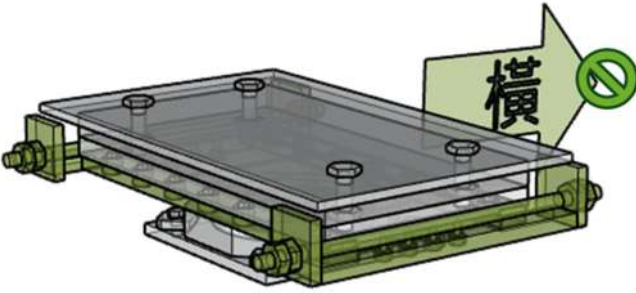

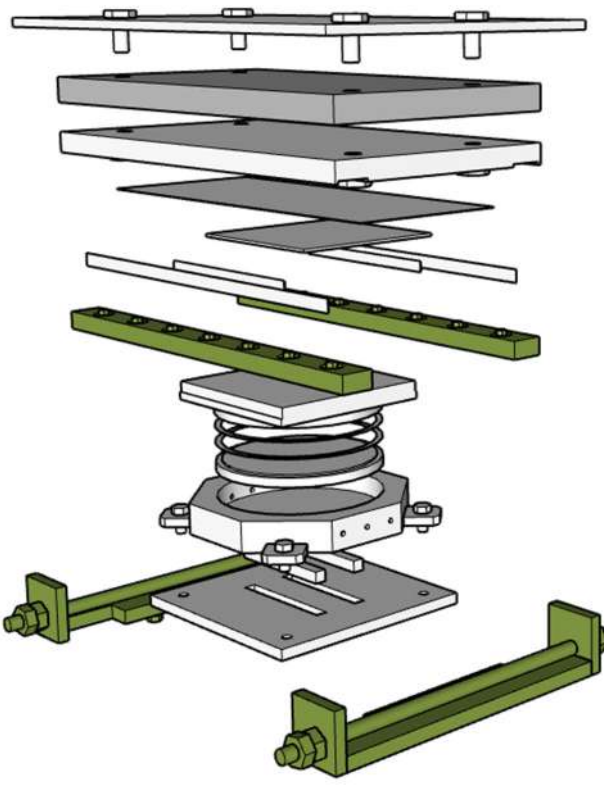


內容說明	上層 P1302RF 束制條件	內容說明	上層 P1302RF 支承現況
			
內容說明	上層 P1302RF 分解圖	內容說明	上層 P1302RF 支承現況
			
		內容說明	上層 P1302RF 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-40 上層 P1303LN 支承現況



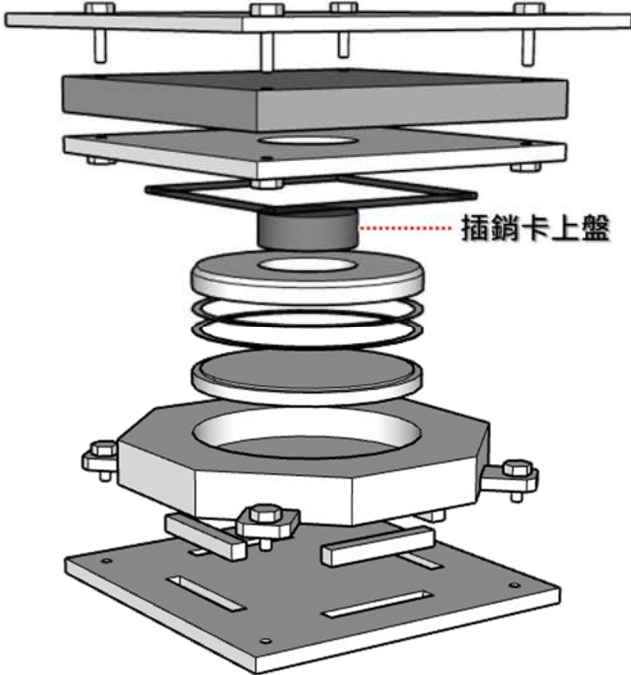




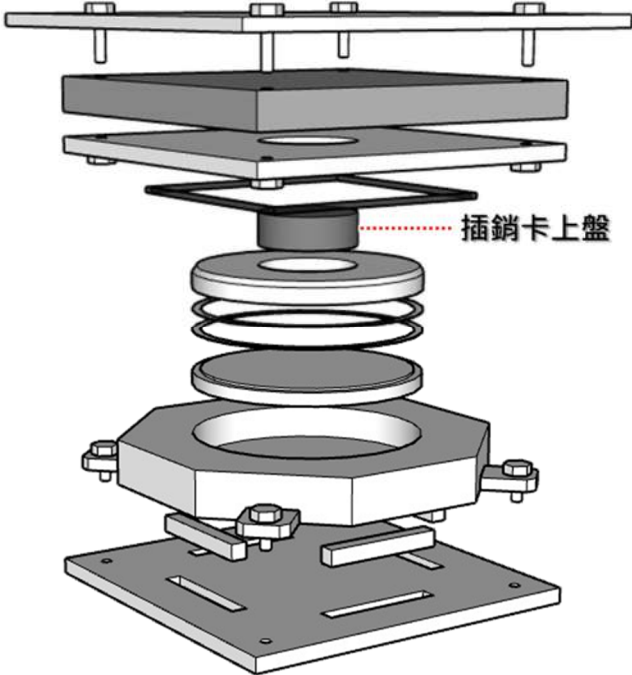

內容說明	上層 P1303LN 束制條件	內容說明	上層 P1303LN 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1303LN 分解圖	內容說明	上層 P1303LN 錨碇螺栓現況
			
		內容說明	上層 P1303LN 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-41 上層 P1303RN 支承現況

內容說明	上層 P1303RN 束制條件	內容說明	上層 P1303RN 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1303RN 分解圖	內容說明	上層 P1303RN 錨碇螺栓現況
			
		內容說明	上層 P1303RN 上錨碇螺桿現況
			

3.4.2 連續梁段上層梁支承照片

連續梁段橋墩編號 P1316~P1319，採雙層連續梁配置，上下層共計 6 跨。支承編號、型式代號、數量及邊界條件整理如表 3.4-42 所示，第 3.4.2 節說明連續梁段上層梁支承調查狀況。

表 3.4-42 連續梁段支承表

位置	橋梁振動單元	支承編號	支承型式代號	支承數量	邊界條件
上層	P1316~P1319	P1316	LU 150-1-SS-C	2	M
		P1317	F 400-1-SS	2	F
		P1318	F 500-1-SS	2	F
		P1319	LU 150-1-SS-C	2	M
下層	P1316~P1319	P1316	LU 150-1-SS-C	2	M
		P1317	F 400-1-SS	2	F
		P1318	F 500-1-SS	2	F
		P1319	LU 150-1-SS-C	2	M

P1316 背面之支承為活動端(M)，P1317 及 P1318 支承為鉸接端(F)，P1319 正面之支承為活動端(M)，上層梁以 P1318 為支點，橋體呈現順時針旋轉，研判破壞行為係因 P1317、P1318 鉸接端支承因調坡板有贅餘空間，連帶使插銷受地震力作用下，其底部向上跳離。P1317 向左水平位移約 55 cm，P1318 向左水平位移約 6 cm。然插銷本身係抵抗水平力之主要構件，跳離後變為自由端導致力量傳遞至遠端 P1316 及 P1319 活動端支承，進而造成其他支承損壞。

P1316 背面之活動端支承滑動板與調坡板分離、前後夾具板受撞擊導致掉落、上錨碇螺桿斷裂、拉拔板螺栓斷裂等損傷；P1317 鉸接端支承上、下盤錯位分離，插銷跳脫後因位移量較大而掉落，屬表 3.3-2 中 TYPE B 樣態；P1318 鉸接端插銷跳離後卡在上錨碇板及調坡板間，上、下盤有輕微水平錯位，屬表 3.3-2 中 TYPE A 樣態；P1319 正面之活動端支承滑動板與調坡板分離、前後夾具板受撞擊導致脫落、上錨碇螺桿斷裂、拉拔板螺栓局部有斷裂等損傷。

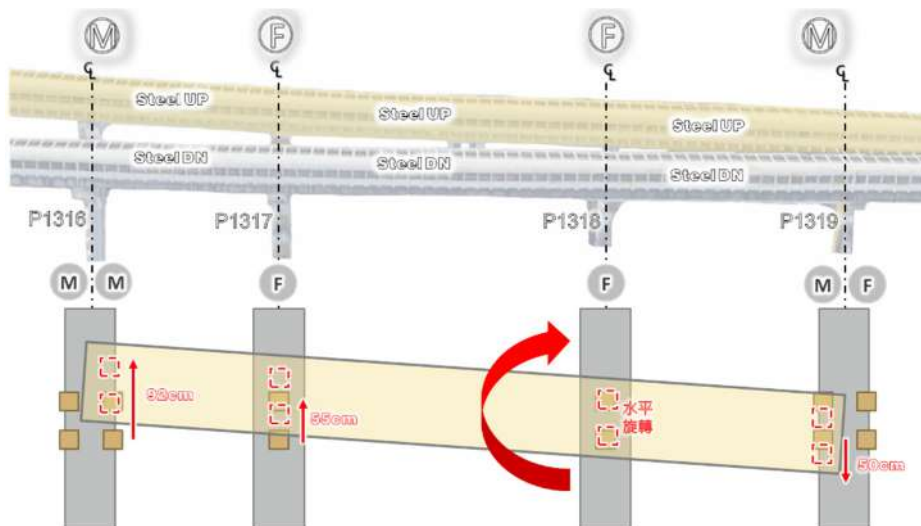


圖 3.4-7 P1316~P1319 上層結構圖

表 3.4-43 上層 P1316LF 支承現況

內容說明	上層 P1316LF 束制條件	內容說明	上層 P1316LF 向左水平位移
			
內容說明	上層 P1316LF 分解圖	內容說明	上層 P1316LF 上錨碇螺桿斷裂
			
		內容說明	上層 P1316LF 上錨碇螺桿斷裂
			

表 3.4-44 上層 P1316LF 支承現況(1/2)


內容說明	上層 P1316LF 束制條件	內容說明	上層 P1316LF 夾具板掉落
			
內容說明	上層 P1316LF 分解圖	內容說明	上層 P1316LF 夾具板螺栓斷裂
			
		內容說明	上層 P1316LF 左側拉拔板現況
			

表 3.4-45 上層 P1316LF 支承模型建置(2/2)

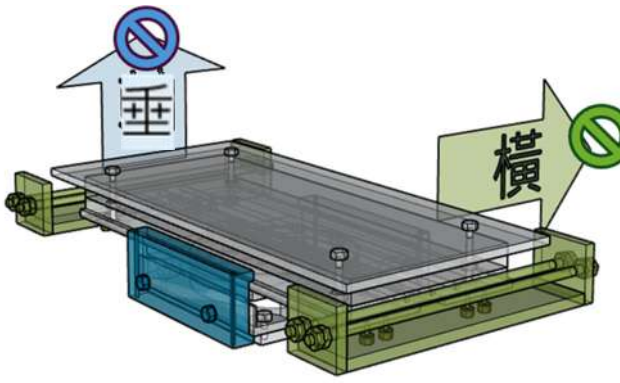

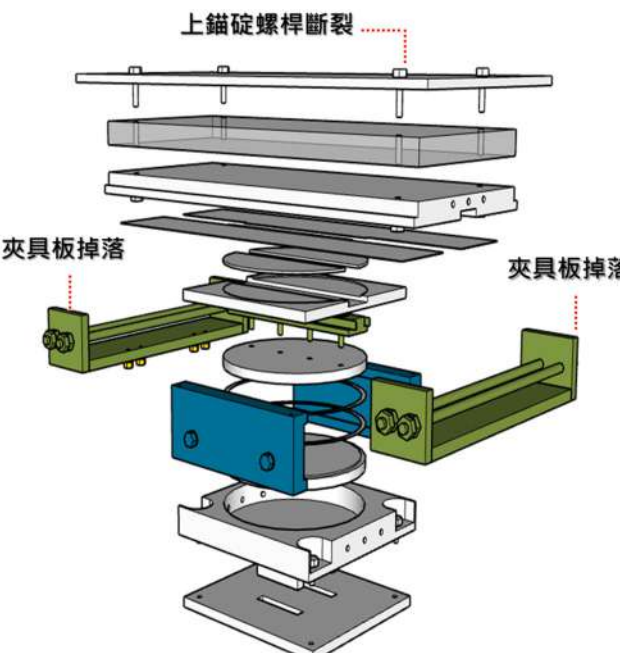


內容說明	上層 P1316LF 束制條件	內容說明	上層 P1316LF 正面
			
內容說明	上層 P1316LF 分解圖	內容說明	上層 P1316LF 左側
			
		內容說明	上層 P1316LF 右側
			

表 3.4-46 上層 P1316RF 支承現況(1/2)

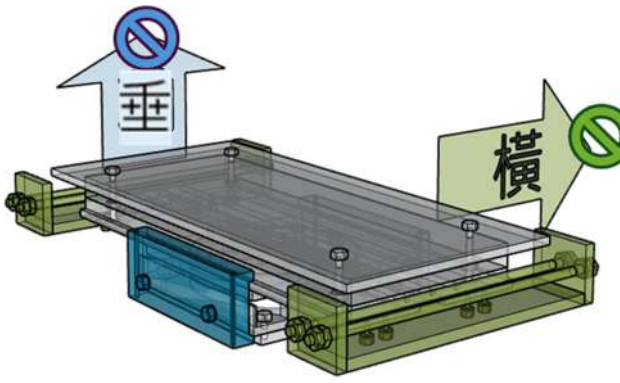

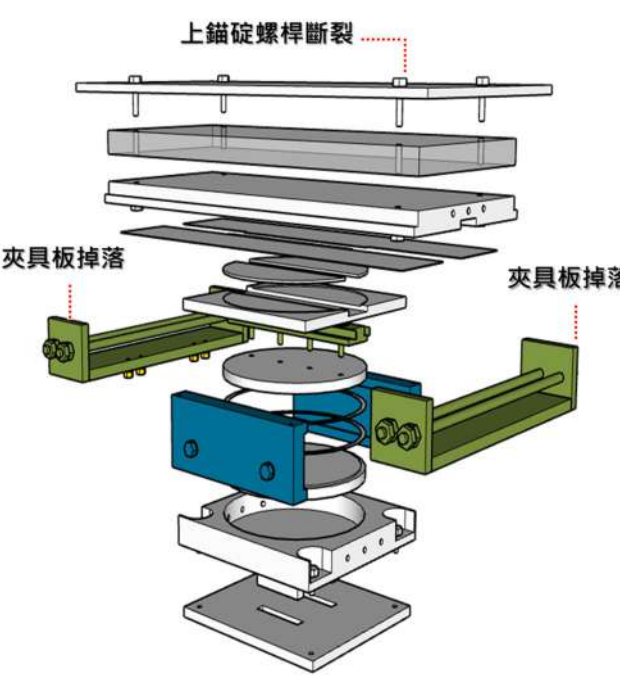


內容說明	上層 P1316RF 束制條件	內容說明	上層 P1316RF 向左水平位移
			
內容說明	上層 P1316RF 分解圖	內容說明	上層 P1316RF 右側拉拔板掉落 螺栓斷裂
			
		內容說明	上層 P1316RF 左側拉拔板掉落 螺栓斷裂

表 3.4-47 上層 P1316RF 支承現況(2/2)

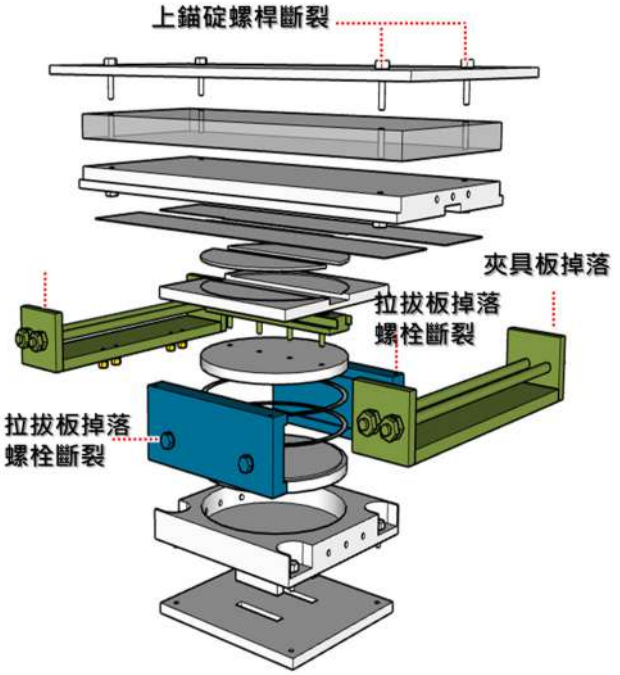


內容說明	上層 P1316RF 束制條件	內容說明	上層 P1316RF 夾具板掉落
			
內容說明	上層 P1316RF 分解圖	內容說明	上層 P1316RF 上錨碇螺桿斷裂
			
		內容說明	上層 P1316RF 上錨碇螺桿斷裂

表 3.4-48 上層 P1316RF 支承模型建置

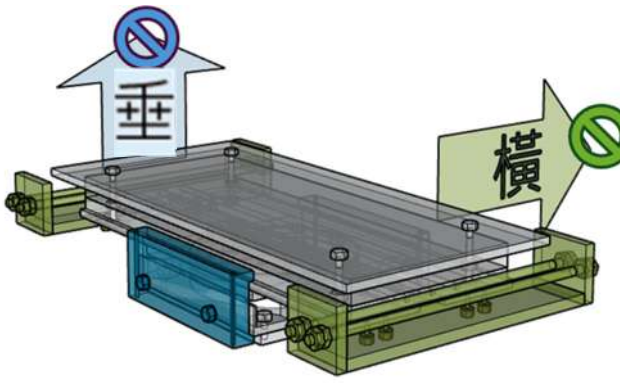

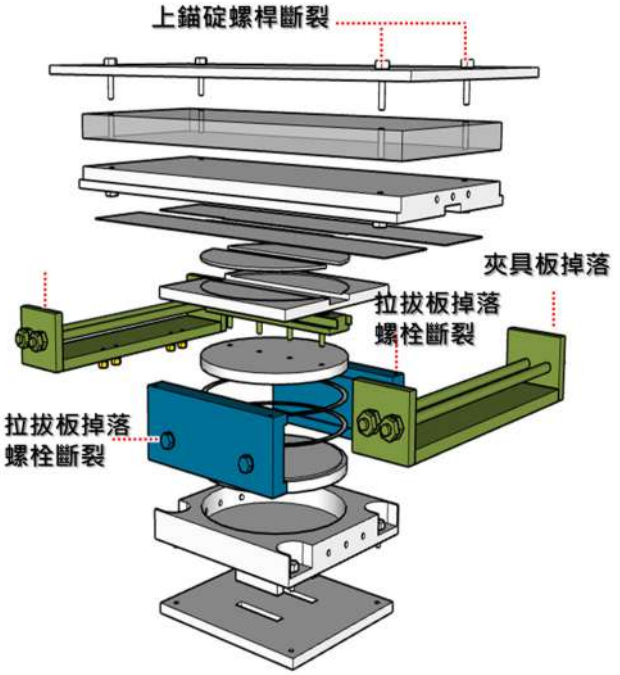


內容說明	上層 P1316RF 束制條件	內容說明	上層 P1316RF 俯視
			
內容說明	上層 P1316RF 分解圖	內容說明	上層 P1316RF 右側
			
		內容說明	上層 P1316RF 左側
			

表 3.4-49 上層 P1317L 支承現況

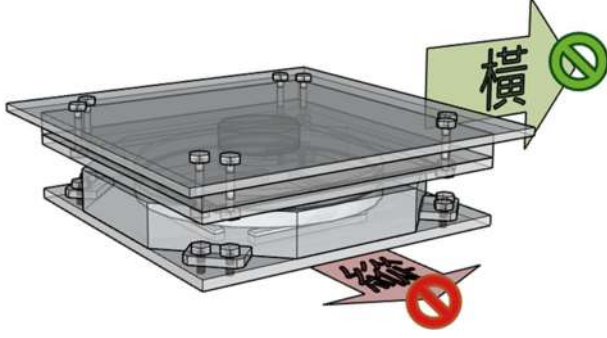
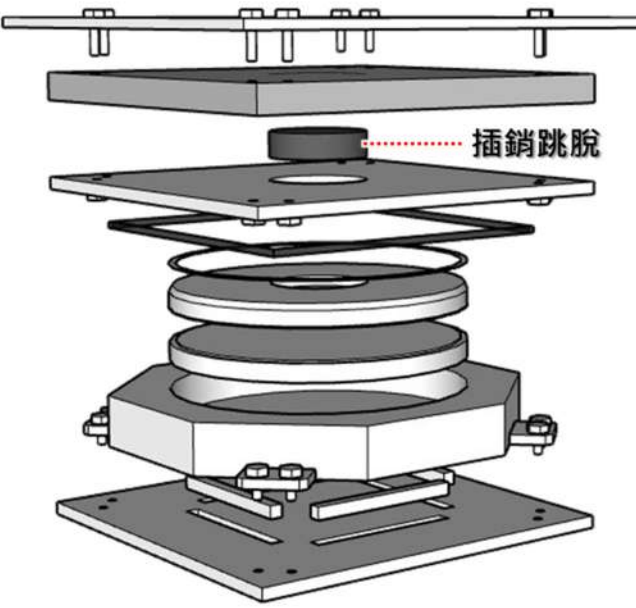


內容說明	上層 P1317L 束制條件	內容說明	上層 P1317L 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1317L 分解圖	內容說明	上層 P1317L 插銷掉落
			
		內容說明	上層 P1317L 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-50 上層 P1317L 支承模型建置

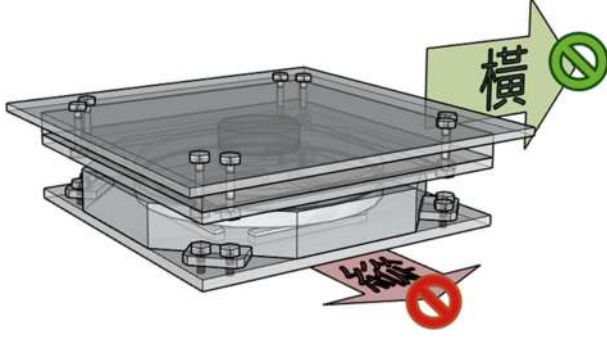

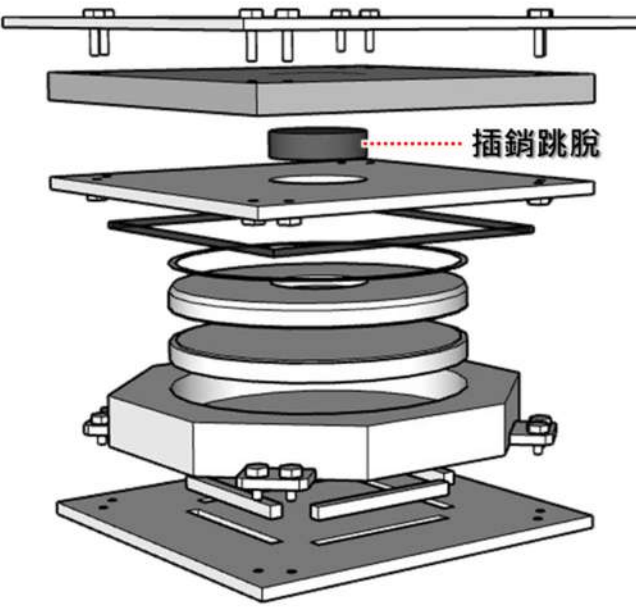


內容說明	上層 P1317L 束制條件	內容說明	上層 P1317L 背面
			
內容說明	上層 P1317L 分解圖	內容說明	上層 P1317L 左側
			
		內容說明	上層 P1317L 右側
			

表 3.4-51 上層 P1317R 支承現況

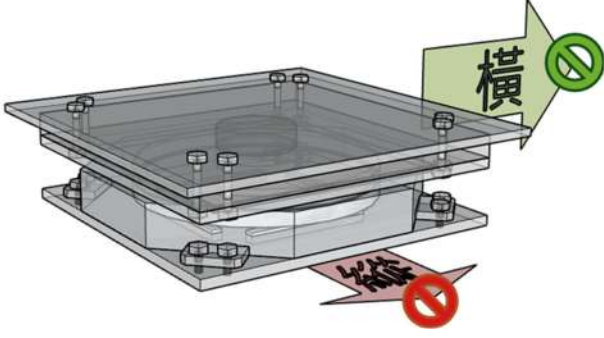

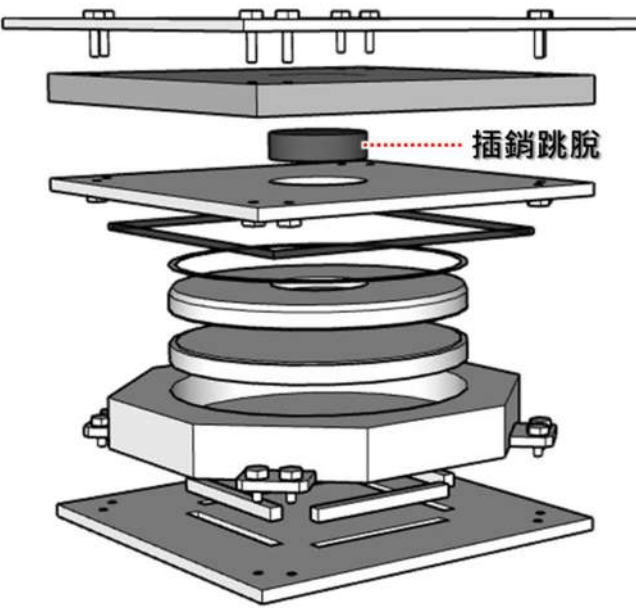


內容說明	上層 P1317R 束制條件	內容說明	上層 P1317R 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1317R 分解圖	內容說明	上層 P1317R 插銷掉落
			
		內容說明	上層 P1317R 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-52 上層 P1317R 支承模型建置

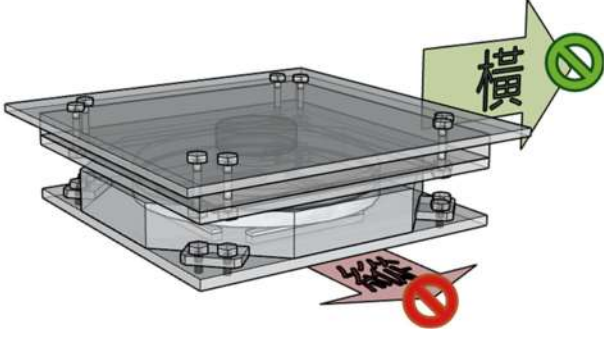

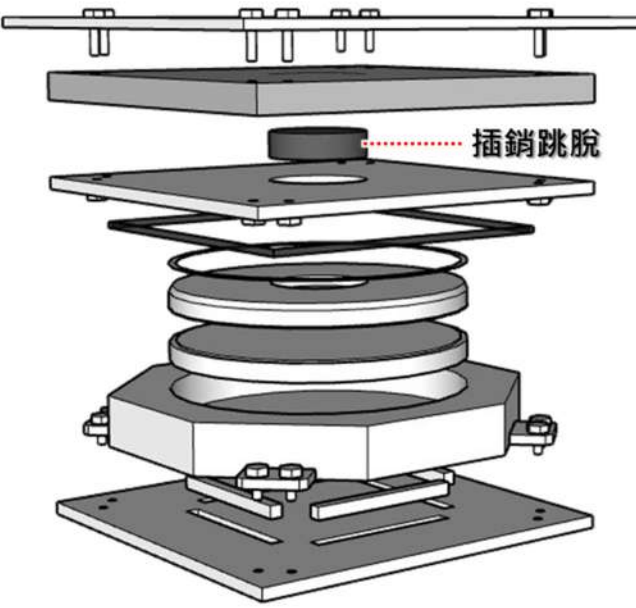


內容說明	上層 P1317R 束制條件	內容說明	上層 P1317R 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1317R 分解圖	內容說明	上層 P1317R 左側
			
		內容說明	上層 P1317R 右側
			

表 3.4-53 上層 P1318L 支承現況

內容說明	上層 P1318L 束制條件	內容說明	上層 P1318L 向左水平位移
			
內容說明	上層 P1318L 分解圖	內容說明	上層 P1318L 錨碇螺栓現況
			

表 3.4-54 上層 P1318L 支承模型建置

內容說明	上層 P1318L 束制條件	內容說明	上層 P1318L 正面
			
內容說明	上層 P1318L 分解圖	內容說明	上層 P1318L 背面
			
		內容說明	上層 P1318L 右側
			

表 3.4-55 上層 P1318R 支承現況

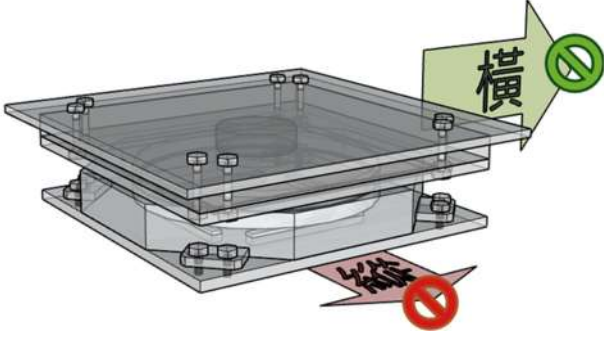

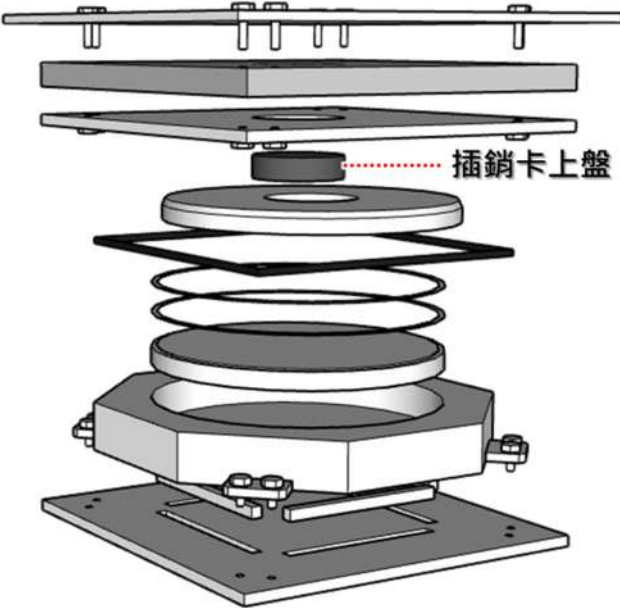


內容說明	上層 P1318R 束制條件	內容說明	上層 P1318R 向左水平位移
			
內容說明	上層 P1318R 分解圖	內容說明	上層 P1318R 錨碇螺桿現況
			
			

表 3.4-56 上層 P1318R 支承模型建置

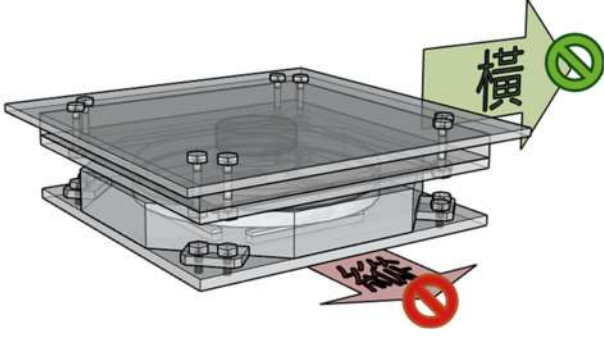
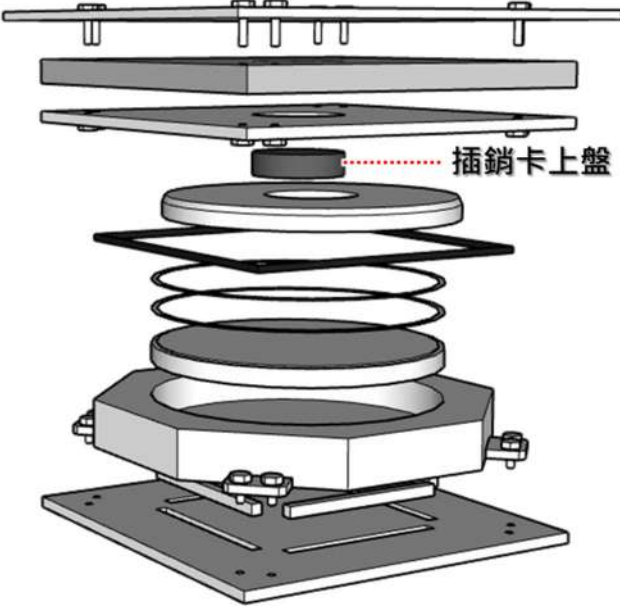


內容說明	上層 P1318R 束制條件	內容說明	上層 P1318R 正面
			
內容說明	上層 P1318R 分解圖	內容說明	上層 P1318R 背面
			
		內容說明	上層 P1318R 左側
			

表 3.4-57 上層 P1319LN 支承現況(1/2)

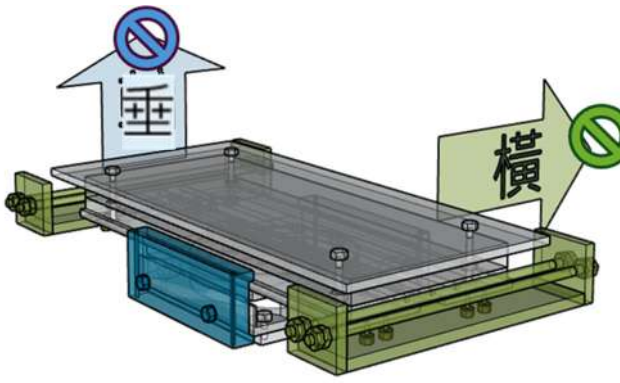

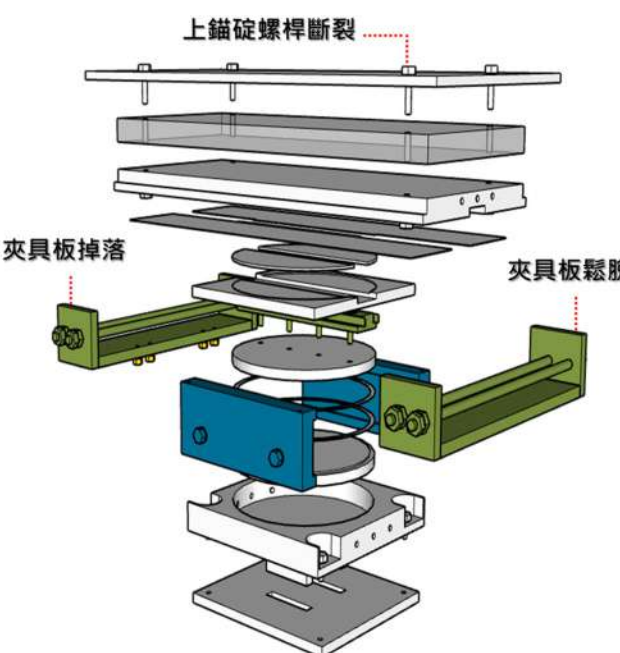


內容說明	上層 P1319LN 束制條件	內容說明	上層 P1319LN 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1319LN 分解圖	內容說明	上層 P1319LN 後側夾具板鬆脫
			
		內容說明	上層 P1319LN 前側夾具板掉落
			

表 3.4-58 上層 P1319LN 支承現況(2/2)

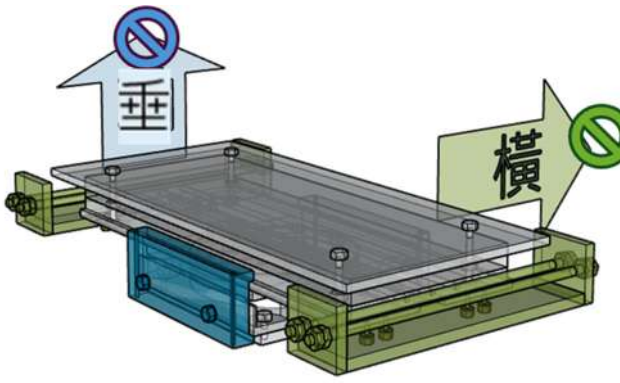

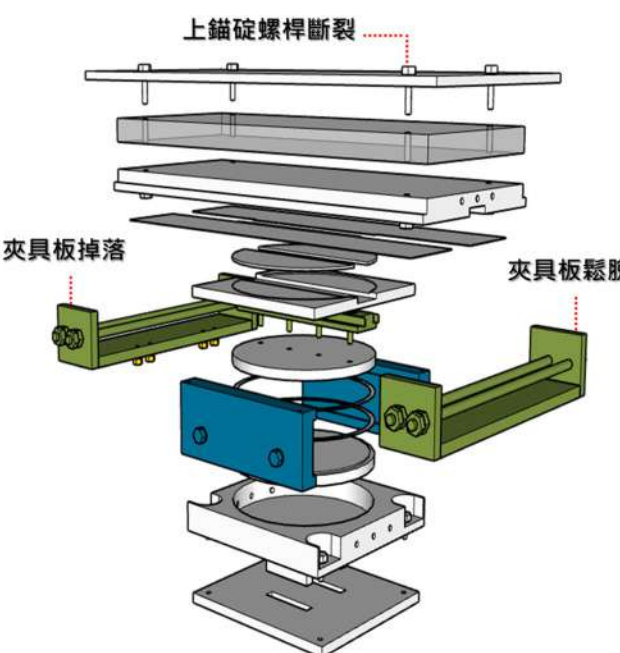


內容說明	上層 P1319LN 束制條件	內容說明	上層 P1319LN 上錨碇螺桿斷裂
			
內容說明	上層 P1319LN 分解圖	內容說明	上層 P1319LN 上錨碇螺桿鬆脫
			
		內容說明	上層 P1319LN 右側拉拔板現況
			

表 3.4-59 上層 P1319LN 支承模型建置

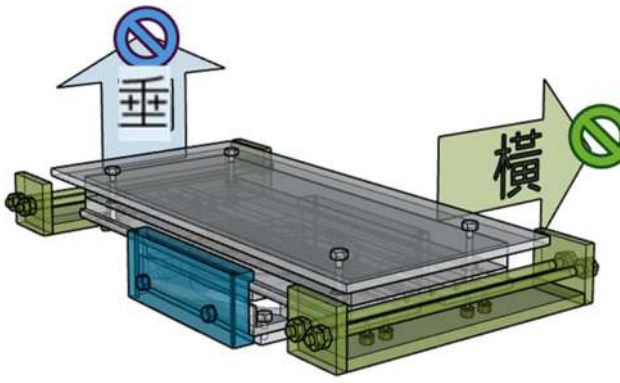
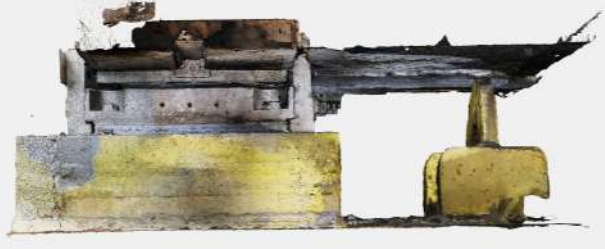
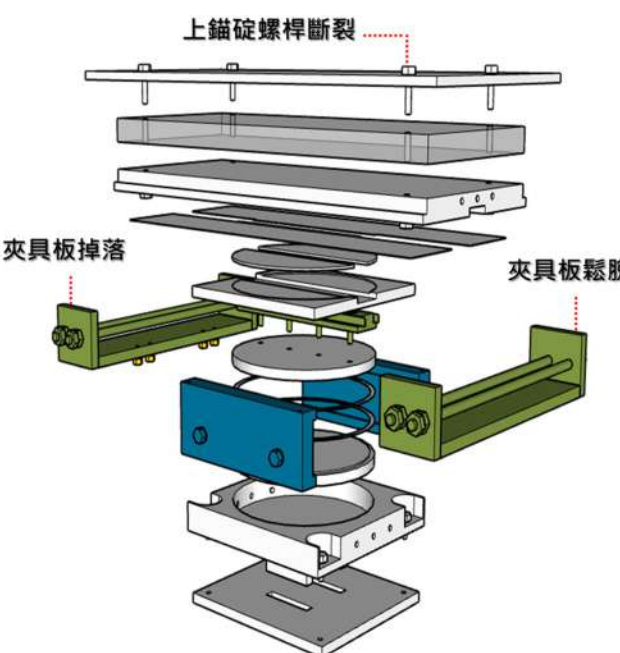


內容說明	上層 P1319LN 束制條件	內容說明	上層 P1319LN 正面
			
內容說明	上層 P1319LN 分解圖	內容說明	上層 P1319LN 左側
			
		內容說明	上層 P1319LN 右側
			

表 3.4-60 上層 P1319RN 支承現況(1/2)

內容說明	上層 P1319RN 束制條件	內容說明	上層 P1319RN 向右水平位移
			
內容說明	上層 P1319RN 分解圖	內容說明	上層 P1319RN 右側拉拔板螺栓斷
			
		內容說明	上層 P1319RN 前側夾具板掉落
			

表 3.4-61 上層 P1319RN 支承現況(2/2)

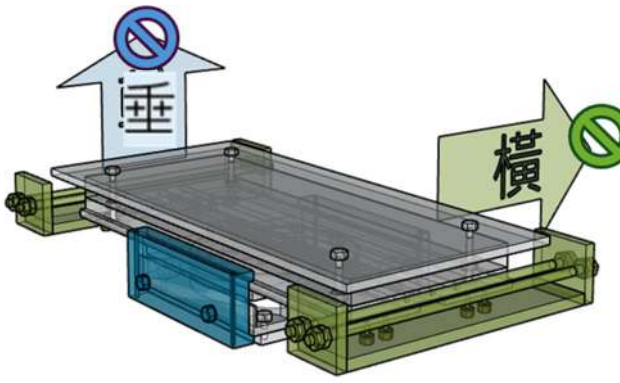

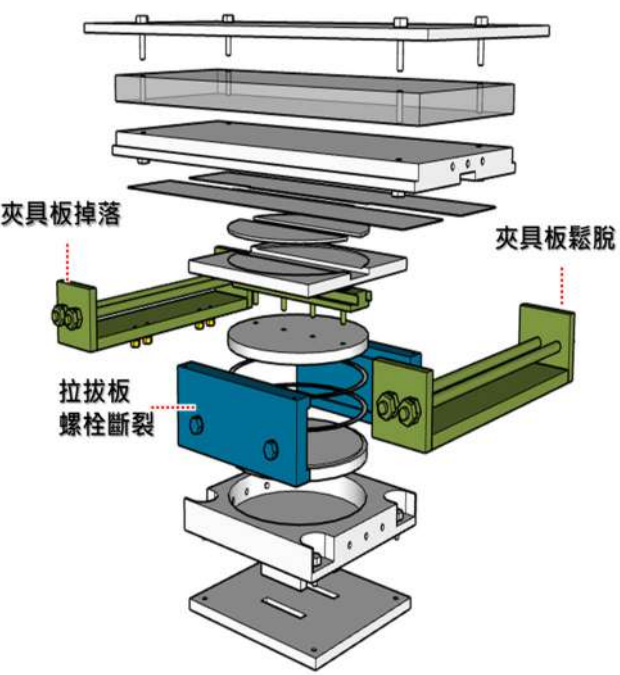


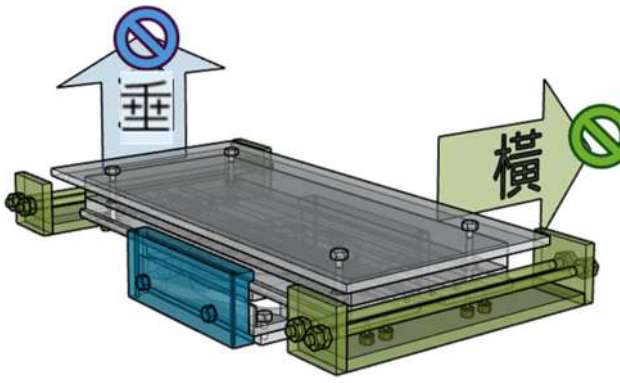
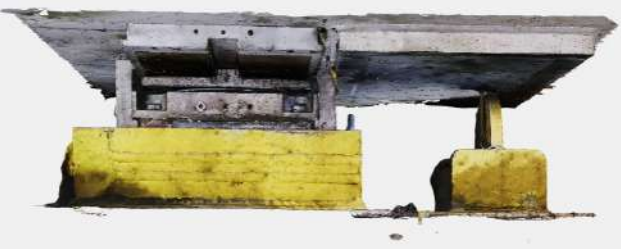
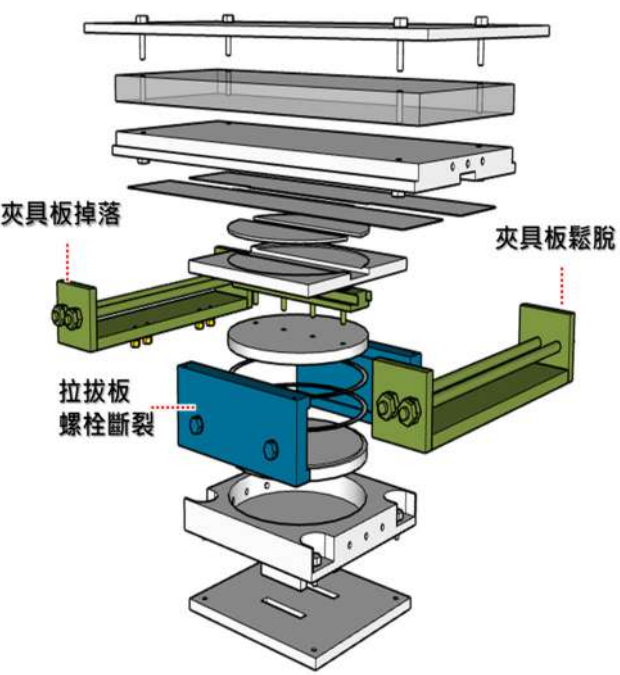

內容說明	上層 P1319RN 束制條件	內容說明	上層 P1319RN 後側夾具板鬆脫
			
內容說明	上層 P1319RN 分解圖	內容說明	上層 P1319RN 左側拉拔板現況
			
		內容說明	上層 P1319RN 上錨碇螺桿現況
			

表 3.4-62 上層 P1319RN 支承模型建置

內容說明	上層 P1319RN 束制條件	內容說明	上層 P1319RN 正面
			
內容說明	上層 P1319RN 分解圖	內容說明	上層 P1319RN 左側
			
		內容說明	上層 P1319RN 右側
			

3.4.3 景安段支承照片

位於景安捷運站西北側，墩號 P1005~P1006，採單層簡支梁配置，P1005 為活動端(M)，允許縱向活動，P1006 為鉸接端(F)，不允許橫向及縱向移動，每個橋墩支承數量各 2 個。支承編號、型式代號、數量及邊界條件整理如表 3.4-63 所示。

表 3.4-63 景安段支承表

橋梁振動單元	支承編號	支承型式代號	支承數量	邊界條件
P1005~P1006	P1005	L 250-1-SS-P	2	M
	P1006	F 250-1-SS	2	F

P1005~P1006 橋體呈逆時針方向水平旋轉，判斷破壞行為係因 P1006 鉸接端支承因調坡板有贅餘空間，連帶使插銷受地震力作用下，其底部向上跳離卡在上盤及調坡板間，使上下盤有輕微錯位，屬表 3.3-2 中 TYPE A 樣態。鉸接端向左水平位移約 2 cm，P1005LN、P1005RN 導軌及滑動板水平位移，P1006RN 支承墊混凝土破損。

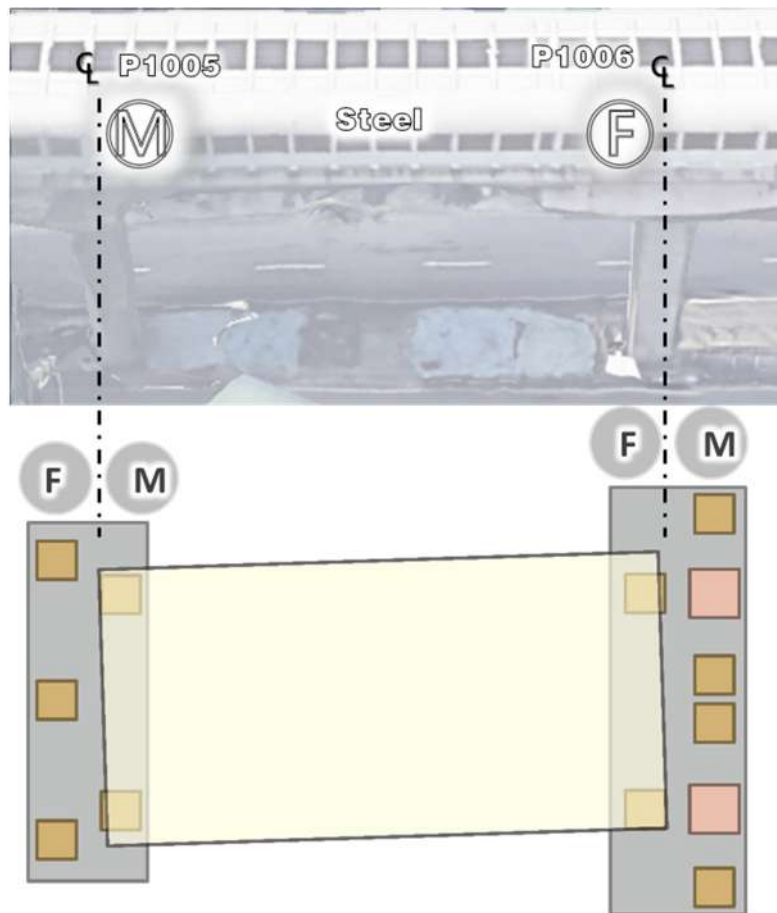


圖 3.4-8 P1005~P1006 結構圖

表 3.4-64 P1005LF 支承現況

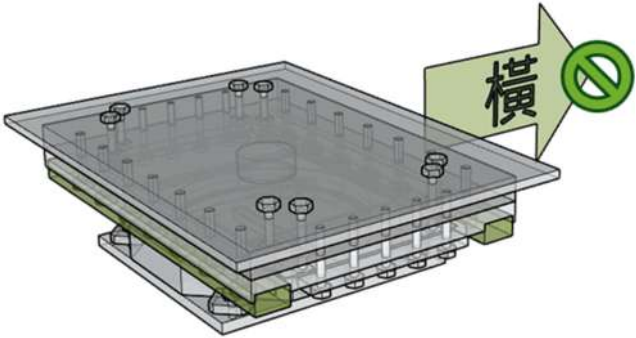

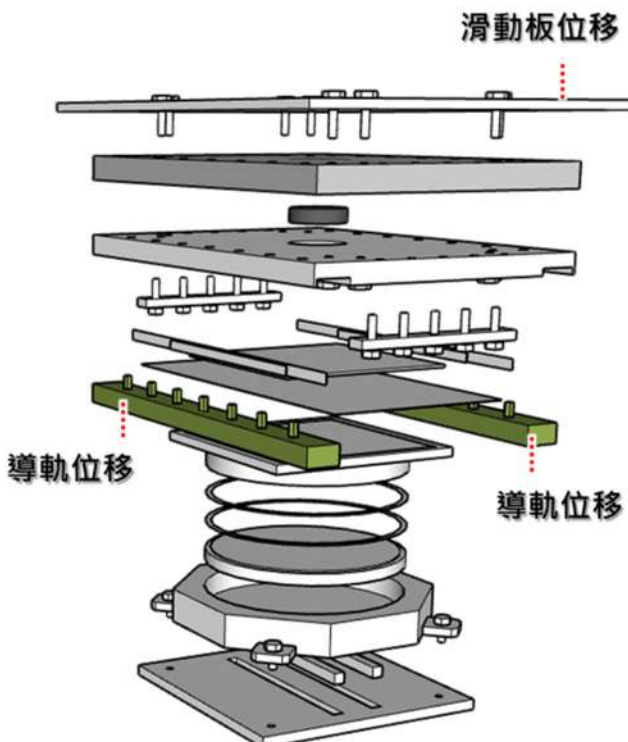


內容說明	P1005LF 束制條件	內容說明	P1005LF 滑動板及導軌位移
			 <p style="text-align: right; color: orange;">2024.05.31</p>
內容說明	P1005LF 分解圖	內容說明	P1005LF 滑動板及導軌位移
			 <p style="text-align: right; color: orange;">2024.05.31</p>
		內容說明	P1005LF 滑動板及導軌位移
			 <p style="text-align: right; color: orange;">2024.05.31</p>

表 3.4-65 P1005RF 支承現況

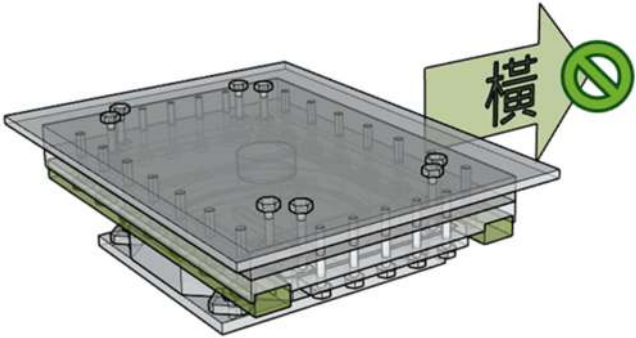

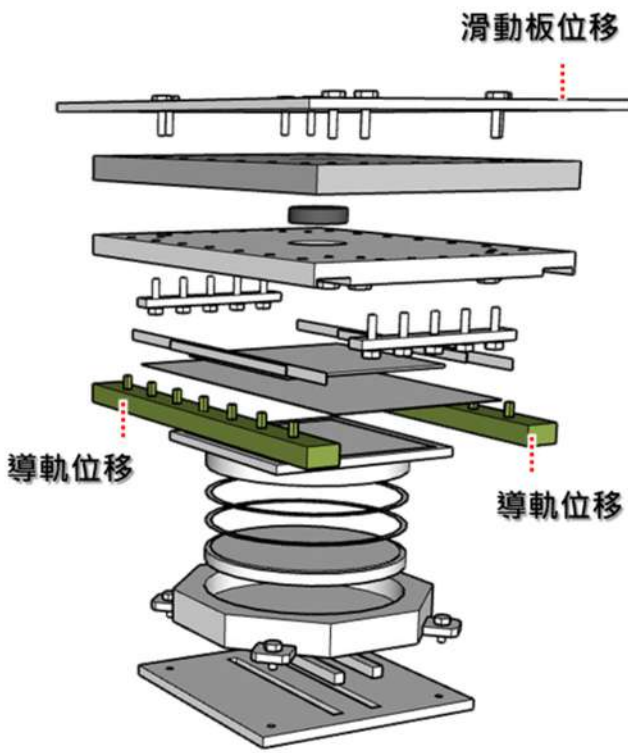




內容說明	P1005RF 束制條件	內容說明	P1005RF 滑動板及導軌位移
			
內容說明	P1005RF 分解圖	內容說明	P1005RF 滑動板及導軌位移
			
		內容說明	P1005RF 滑動板及導軌位移
			

表 3.4-66 P1006LN 支承現況

內容說明	P1006LN 束制條件	內容說明	P1006LN 向左水平位移	
				
內容說明	P1006LN 分解圖	內容說明	P1006LN 支承墊破損	
		<th data-bbox="794 1449 986 1509">內容說明</th> <th data-bbox="986 1449 1453 1509">P1006LN 支承現況</th>	內容說明	P1006LN 支承現況
				

表 3.4-67 P1006RN 支承現況

內容說明	P1006RN 束制條件	內容說明	P1006RN 向左水平位移
			
內容說明	P1006RN 分解圖	內容說明	P1006RN 支承墊破損
			
		內容說明	P1006RN 支承現況
			

3.5 小結

1. 本次災害主因為鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承上方之調坡板在施作時，其厚度被完全銑穿至鋼箱梁下翼板，致使插銷上方留有贅餘空間，導致在本次地震作用下，插銷向上跳躍進入贅餘空間，使得插銷底部脫離支承上、下盤之交界面進而喪失抗剪能力，因而造成支承失效引致鋼箱梁產生錯位。
2. 本次地震引致之鋼箱梁偏移皆發生於上層梁。
3. 上錨碇板與鋼箱梁結合之螺桿或螺帽鬆脫應為營運中之振動造成，研判非本次地震所致。
4. 以下簡述各段支承損傷狀態：

(1) 簡支梁段：

破壞位置皆位於鉸接端，原因為鉸接端調坡板銑孔時產生贅餘空間，在地震力作用下插銷跳離至贅餘空間而造成。因束制水平位移之插銷失效，導致該支承其餘構件破壞，如上錨碇螺桿與拉拔板螺栓等。

(2) 連續梁段：

原因為鉸接端調坡板銑孔時產生贅餘空間，在地震力作用下插銷跳脫至贅餘空間而造成。主要承受地震力之鉸接端插銷失效後，力量傳遞至活動端，活動端支承因無法承受地震造成之破壞，進而產生相對位移。

(3) 景安段：

原因為鉸接端調坡板銑孔時產生贅餘空間，在地震力作用下插銷跳脫至贅餘空間而造成。主要承受地震力之鉸接端插銷失效後，力量傳遞至活動端，活動端支承因無法承受地震造成之破壞，進而產生相對位移。

5. 相關統計資料彙整如表 3.5-1 所示。

表 3.5-1 支承調查結果清單

位置	墩號	支承編號	支承型式代號	支承數量	邊界條件	損傷樣態 (插銷)	橫向位移量	支承構件			
								地震造成			非地震造成
								上錨碇螺絲	滑動板/夾具板	拉拔板	上錨碇螺絲
簡支段	P1210~P1211上層	P1210	F250-1-SS	2	F	TYBE A	往右約6 cm	良好	-	-	-
		P1211	L250-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	螺帽鬆脫
	P1216~P1217上層	P1216	F150-1-SS	2	F	TYBE A	往右約6 cm	良好	-	-	螺帽鬆脫
		P1217	L150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	螺帽鬆脫
	P1217~P1218上層	P1217	F150-1-SS	2	F	TYBE B	往右約20 cm	良好	-	-	螺帽鬆脫
		P1218	L150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	螺帽鬆脫
	P1218~P1219上層	P1218	F150-1-SS	2	F	TYBE B	往右約53 cm	螺絲斷裂	-	-	-
		P1219	L150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	螺帽鬆脫
	P1221~Y1301上層	P1221	FU200-1-SS	2	F	TYBE B	往右約60 cm	螺絲斷裂	-	螺絲斷裂	-
		Y1301	LU200-1-SS	2	L	-	-	良好	良好	良好	-
	P1302~P1303上層	P1302	L150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	-
		P1303	F150-1-SS	2	F	TYBE A	往右約6 cm	良好	-	-	-
	P1210~P1211下層	P1210	F250-1-SS	2	F	-	-	良好	-	-	-
		P1211	L250-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	-
	P1216~P1217下層	P1216	F150-1-SS	2	F	-	-	良好	-	-	-
		P1217	L150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	-
	P1217~P1218下層	P1217	F150-1-SS	2	F	-	-	良好	-	-	-
		P1218	L150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	-
	P1218~P1219下層	P1218	F150-1-SS	2	F	-	-	良好	-	-	-
		P1219	L150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	-
P1221~Y1301下層	P1221	FU200-1-SS	2	F	-	-	良好	-	良好	-	
	Y1301	LU200-1-SS	2	L	-	-	良好	良好	良好	-	
P1302~P1303下層	P1302	L150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	-	-	
	P1303	F150-1-SS	2	F	-	-	良好	-	-	-	
連續段	P1316~P1319上層	P1316	LU150-1-SS-C	2	L	-	往左約92 cm	螺絲斷裂	滑動及夾具板掉落	螺絲斷裂	良好
		P1317	F400-1-SS	2	F	TYBE B	往左約55 cm	良好	-	-	良好
		P1318	F500-1-SS	2	F	TYBE A	往左約6 cm	良好	-	-	良好
		P1319	LU150-1-SS-C	2	L	-	往右約50 cm	螺絲斷裂	滑動及夾具板掉落	螺絲斷裂	良好
	P1316~P1319下層	P1316	LU150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	良好	螺絲鬆脫
		P1317	F400-1-SS	2	F	-	-	良好	-	-	良好
		P1318	F500-1-SS	2	F	-	-	良好	-	-	良好
		P1319	LU150-1-SS-C	2	L	-	-	良好	良好	良好	螺絲鬆脫
景安段	P1005~P1006	P1005	L250-1-SS-P	2	L	-	水平旋轉	-	良好	-	-
		P1006	F250-1-SC	2	F	TYBE A	往左約2 cm	-	-	-	-

第4章 設計檢討

本次新北環狀線災損情形，主要係為盤式支承破壞，引致上部結構鋼箱梁偏移，而造成軌面其他相關構件與附屬設施破壞。因此針對「盤式支承」於設計階段之設計成果進行檢討。

4.1 設計檢討依據

本章設計檢討依據文件如下：

1. 台灣世曦工程顧問股份有限公司，「跨度 25 m 預力 U 型梁+3@33 m 簡支鋼梁+2@25 m 預力 U 型梁+33 m 簡支鋼梁（疊式橋墩）結構計算書」，民國 99 年 1 月。
2. 台灣世曦工程顧問股份有限公司，「跨度 28 m+48 m+34.9 m=110.9 m(UNIT 13B02 鋼橋墩)結構計算書」，民國 99 年 1 月。
3. 台灣世曦工程顧問股份有限公司，「新北環狀線 0403 地震鋼梁位移處原支承設計說明」，民國 113 年 4 月。
4. 台灣世曦工程顧問股份有限公司，「環狀線計畫第一階段契約標號 DF112 之 CF651B 華中橋站至板新站工程圖說（第三冊）」，民國 99 年 8 月。
5. 交通部部頒，「鐵路橋梁設計規範」，民國 93 年 12 月。
6. 交通部部頒，「鐵路橋梁耐震設計規範」，民國 95 年 12 月。

上述文件編號 1-4 為設計單位提供之資料，文件 5 和 6 為設計單位當年採用之規範版本。

4.2 設計檢討

本學會於檢視上述設計單位提供之文件時發現文件 4 工程圖說中盤式支承設計表所列之常時狀態和極限狀態設計拉拔力無法對應常時狀態(使用載重)和極限狀態(極限載重)之最小垂直載重。**圖 4.2-1** 為摘自文件 4，與本次地震破壞支承相關之盤式支承設計表，其中以紅框標示常時狀態和極限狀態下之最小垂直載重與設計拉拔力。如**圖 4.2-1** 所示，有部分支承常時狀態和極限狀態之最小垂直載重為負值(拉力)，但設計拉拔力取為 0，或設計拉拔力雖不為 0，但無法對應最小垂直載重，故於第十一次專家學者會議請設計單位說明盤式支承設計表中最小垂直載重與設計拉拔力兩者之關連性。

盤式支承設計表																
編號	位置	支承型式	標稱載重 (T)	常時 (使用載重)			極限狀態 (極限載重)			變位量 (CM)	設計拉拔力 (T)		縱向活動端防落擋板 (T)			
				垂直載重 (T)		縱向水平載重 (T)	橫向水平載重 (T)	垂直載重 (T)			縱向水平載重 (T)	橫向水平載重 (T)		縱向水平總移動量	常時	極限狀態
				最大	最小			最大	最小							
10F	P1210	雙向固定	250	203	71	74	37	312	25	264	136	0	0	0	-	
11M	P1211	單向活動	250	204	70	0	36	313	25	0	136	12	0	0	68	
16F	P1216	雙向固定	150	160	-28	47	22	238	-34	186	95	0	0	0	-	
17M	P1217	單向活動	150	127	-3	0	23	235	-33	0	100	28	0	0	50	
17F	P1217	雙向固定	150	136	-14	47	27	202	1	188	116	0	0	0	-	
18M	P1218	單向活動	150	137	-14	0	26	202	1	0	111	29	0	0	55	
18F	P1218	雙向固定	150	129	-3	44	24	245	-42	178	102	0	0	0	-	
19M	P1219	單向活動	150	160	-27	0	21	280	-40	0	90	31	0	0	45	
21F	P1221	雙向固定	200	162	12	46	20	287	-75	184	56	0	0	31	-	
S13M	車站	單向活動	200	180	-60	0	20	261	-55	0	38	28	29	29	19	
2M	P1302	單向活動	150	142	-20	0	20	234	-35	0	79	32	0	0	40	
3F	P1303	雙向固定	150	133	-8	54	20	240	-31	189	85	0	0	0	0	

盤式支承設計表																
編號	位置	支承型式	標稱載重 (T)	常時 (使用載重)			極限狀態 (極限載重)			變位量 (CM)	設計拉拔力 (T)		縱向活動端防落擋板 (T)			
				垂直載重 (T)		縱向水平載重 (T)	橫向水平載重 (T)	垂直載重 (T)			縱向水平載重 (T)	橫向水平載重 (T)		縱向水平總移動量	常時	極限狀態
				最大	最小			最大	最小							
16MB	P1316	單向活動	150	149	-83	0	13	312	-234	0	44	40	22	133	22	
17F	P1317	雙向固定	400	372	49	73	58	554	32	288	203	0	0	0	-	
18F	P1318	雙向固定	500	467	30	88	62	679	-67	339	233	0	0	0	-	
19M	P1319	單向活動	150	136	-34	0	20	264	-104	0	71	41	0	14	36	

盤式支承設計表																
編號	位置	支承型式	標稱載重 (T)	常時 (使用載重)			極限狀態 (極限載重)			變位量 (CM)	設計拉拔力 (T)		縱向活動端防落擋板 (T)			
				垂直載重 (T)		縱向水平載重 (T)	橫向水平載重 (T)	垂直載重 (T)			縱向水平載重 (T)	橫向水平載重 (T)		縱向水平總移動量	常時	極限狀態
				最大	最小			最大	最小							
5MB	P1005	單向活動	250	239	78	0	46	398	-1	0	176	23	0	0	88	
6F	P1006	雙向固定	250	239	80	75	48	374	23	307	182	0	0	0	-	

圖 4.2-1 盤式支承設計表

(摘自文件 4. 環狀線計畫第一階段契約標號 DF112 之 CF651B 華中橋站至板新站工程圖說)

4.3 設計單位回覆之摘要

有關第 4.2 節有關支承設計拉拔力之疑慮，設計單位回覆全文見本報告附錄一。依此回覆，本學會摘錄其支承設計拉拔力與垂直載重之計算方式如後。

1. 盤式支承設計表中常時狀態之垂直載重最小值係在進行結構模擬分析後，依據以下載重組合所求得之支承垂直力最小值。

(1) D+L+I+CF

- (2) $D+W1$
- (3) $D+L+I+CF+W2+LF+F$
- (4) $D+L+I+CF+OF$
- (5) $D+W1+OF$
- (6) $D+L+I+CF+W2+LF+F+OF$
- (7) $1.2D+L_E+I_E+L_F+EQ_{med}$

其中地震力採 EQ_{med} 為中度地震，採反應譜分析，並考慮三方向效應之組合。

2. 盤式支承設計表中極限狀態之垂直載重最小值是在進行結構模擬分析後，依據以下載重組合所求得之支承垂直力最小值。

- (1) $1.2D+L_E+I_E+L_F+EQ_{elastic}$
- (2) $0.9D+EQ_{elastic}$

其中地震力採 $EQ_{elastic}$ 為彈性地震， $EQ_{elastic}=V_D$ 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ ，採反應譜分析，並考慮三方向效應之組合。

3. 盤式支承表之設計拉拔力計算方式分常時狀態和極限狀態分別說明如後。

- (1) 常時狀態：

假設常時狀態之垂直載重最小值為負值，代表支承於常時狀態承受拉力，假設此拉力值為 Q_n ，若 $Q_n > 0.5R_d$ ，則設置抗拉拔裝置，且將常時狀態設計拉拔力取為 $\max(1.2(Q_n - R_d), 0.1R_d)$ ，其中 Q_n 為支承設計表中常時狀態垂直載重最小值之絕對值， R_d 為支承靜載重垂直反力。

- (2) 極限狀態：

假設極限狀態垂直載重最小值為負值，代表支承於極限狀態承受拉力，假設此拉力值為 Q_u ，若 $Q_u - R_d > 0$ ，則設置抗拉拔裝置，且將抗拉拔裝置極限狀態設計拉拔力取為 $\max(Q_u - R_d, 0.15R_d)$ ，其中 Q_u 為支承設計表中極限狀態垂直載重最小值之絕對值， R_d 為支承靜載重垂直反力。

4.4 支承設計力是否符合規範規定之檢討

DF112 標支承設計力依據規範為交通部頒之「鐵路橋梁設計規範」(民國九十三年版)和「鐵路橋梁耐震設計規範」(民國九十五年版)。為方便說明，本報告將兩本設計規範中有關支承設計之章節摘錄於本報告附錄二，並將重點文字用紅線標示，其中包含「鐵路橋梁設計規範」中的第 3.20 節載重組合，第 3.12 節地震力，第 4.3 節支承，以及「鐵路橋梁耐震設計規

範」中的第 4.5 節支承系統之設計力。此外，設計單位回覆中所引用的「鐵路橋梁耐震設計規範」第 4.1 節載重組合亦摘錄於本報告附錄二中。

如附錄二所示，「鐵路橋梁設計規範」第 4.3 節規定，支承於設置及使用時之所有垂直與水平作用力應依第 3.20 節設計載重組合分析計算。再詳第 3.20 節所列之設計載重組合，包括有容許應力設計法及強度設計法兩類組合規定，惟本節所述之各類不同載重之組合，並無地震力相關組合規定，因此本節另敘明與地震力相關之載重組合詳見部頒「鐵路橋梁耐震設計規範」之相關規定。另第 3.12 節也敘及有關地震力之規定詳見部頒「鐵路橋梁耐震設計規範」之相關規定。

再詳「鐵路橋梁耐震設計規範」，和支承設計載重有關規定都列在第 4.5 節中，內容包括有第 4.5.1 節支承系統之垂直承載力、第 4.5.2 節支承系統之水平承載力及第 4.5.3 節支承系統抗拉拔承載力等計算規定，其中垂直承載力、水平承載力與抗拉拔承載力皆僅針對地震力引致之支承力和靜載重作用時支承之垂直反作用力 R_d 進行規定，地震力考慮水平地震和垂直地震之不同方向地震效應之組合，但無須另考慮其他載重組合，此外水平承載力和抗拉拔承載力皆有針對中度地震和極限狀態給予不同規定。以抗拉拔承載力為例，在中度地震力作用下，若支承之拉拔力 Q 超過靜載力 R_d 之 50% 以上，橋梁應設計支承抗拉拔裝置，抗拉拔裝置之降伏強度應大於 $\max(1.2(Q-R_d), 0.1R_d)$ ，其中 Q 係指中度地震引致之支承拉拔力；在極限狀態支承系統之抗拉拔裝置之極限強度不得小於規範中式(4-2)所求得之拉拔力 Q_{BT} ，亦不得小於 $0.15R_d$ ，所以極限狀態支承系統之抗拉拔設計力應取為 $\max(Q_{BT}, 0.15R_d)$ ，其中 Q_{BT} 依公式與符號說明為橋柱產生塑性鉸，或彈性地震力作用下支承依分析所得之拉拔力再扣除 R_d ，其中地震力有考慮水平地震和垂直地震之地震效應組合。

本學會經檢視規範相關條文，認為支承設計力須針對不含地震力，與含地震力兩種情況進行考慮。對於不含地震力之情況，支承需能承受「鐵路橋梁設計規範」第 3.20 節所列之載重組合，但對於有考慮地震力之情況，則須另依據「鐵路橋梁耐震設計規範」之規定進行設計，即支承之設計力，須滿足「鐵路橋梁耐震設計規範」中的第 4.5 節之規定。第 4.5 節中有關支承之承載力需求僅須考慮地震力引致之支承力和靜載重作用時支承之垂直反作用力 R_d 之組合，而不須涵蓋其他載重。

依本報告第 4.3 節設計單位提供之原支承設計流程，其支承於常時狀態之垂直與水平力，除依「鐵路橋梁設計規範」第 3.20 節容許應力設計法之 6 組設計載重之組合外，另參考「鐵路橋梁設計規範」第 4.1 節第一項所列之載重組合，自行增加一組和地震力相關之設計載重組合(載重組合 7)，其中地震力取中度地震 $E_{Q_{med}}$ ；支承於極限狀態之垂直與水平力，則採用「鐵路橋梁設計規範」第 4.1 節第一項所列之兩組載重組合，其中地震力取彈性地震 $E_{Q_{elastic}}=V_D$ 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ 。依此載重組合計算所得之支承拉拔力，再依「鐵路橋梁耐震設計規範」中的第 4.5 節計算設計拉拔力。

經查，設計單位在常時狀態採用之不含地震力載重組合和「鐵路橋梁設計規範」一致，但在和地震力相關的載重組合則和「鐵路橋梁耐震設計規範」第 4.5 節規定中式(4-1)、式(4-2a)及

式(4-2b)之計算方法不一致。其中，支承拉拔力之計算按「鐵路橋梁耐震設計規範」第 C 4.5 節中之解說敘述「支承耐震設計用垂直力，除靜載重反力外，尚須考慮水平及垂直地震力引致之支承垂直反力，並考慮其組合效應」。解說中之「組合效應」依理應為地震三方向之效應組合，但設計單位則依規範第 4.1 節之「載重組合」計算，所得結果作為第 4.5 節中拉拔力 Q 之計算依據，並將已涵蓋靜載重(D)貢獻之支承力再次扣除靜載重反力值 R_d 作為設計拉拔力，以致造成常時狀態和極限狀態設計拉拔力都有重複扣除靜載重反力值 R_d 之結果。

為防止地震時產生落橋，須確保梁端具有足夠的防落長度或設置防落設施。因此，本章亦針對設計階段的相關防落設計進行檢討。根據附錄二第 7.6 節中對梁端防落長度與防落設施的規定，重要橋梁或大坡度橋梁應依相關規定設計防止落橋設施。如果無法設置符合規定的防落裝置時，則須將梁端防落長度增加至 1.2 倍以上。經檢視文件 1 和 2 設計單位提供的計算書，所設計的梁端防落長度皆超過防落長度需求的 1.2 倍以上，因此符合規範規定。

4.5 小結

綜合本章上述各節說明，針對支承設計之檢討，可歸納如下：

1. 在支承系統之垂直承载力部分，本路段橋梁設計有包含靜載重與 475 年回歸期彈性地震力之載重組合進行設計，結果應可符合「鐵路橋梁耐震設計規範」中第 4.5.1 節之規定。
2. 在支承系統之水平承载力部分，本路段橋梁設計有包含靜載重與 475 年回歸期彈性地震力之載重組合進行設計，雖和「鐵路橋梁耐震設計規範」中第 4.5.2 節中之規定並不完全一致，但由於載重組合已考慮靜載重和 475 年回歸期彈性地震力，並依「鐵路橋梁耐震設計規範」第 2.10 節進行三向地震效應組合，計算結果應可符合「鐵路橋梁耐震設計規範」中第 4.5.2 節之規定。
3. 在支承系統之抗拉拔承载力部分，本路段橋梁設計有包含靜載重與 475 年回歸期彈性地震力之載重組合進行設計，雖和「鐵路橋梁耐震設計規範」中第 4.5.3 節中之規定並不完全一致，但由於載重組合已考慮靜載重和彈性地震力，並依「鐵路橋梁耐震設計規範」第 2.10 節進行三向地震效應組合，對於計算支承之最小垂直載重，尚屬合宜。惟計算設計拉拔力時重複扣除 R_d ，所以在常時狀態和極限狀態有低估支承設計拉拔力現象。
4. 支承的作用是將上部結構的力量傳遞至下部結構。在以橋墩作為主要消能構件的設計理念下，支承的設計目標是在設計地震下仍能有效地傳遞力量。當支承在設計地震下遭受超過設計預期的損傷時，若於支承旁增設位移限制裝置，可以避免上下部結構的相對變形量過大，進而避免軌道變形或斷裂；而在支承遭受超過設計地震外力而失效時，防落設施或足夠的防落長度可避免上部結構發生落橋。位移限制裝置具有輔助支承及抵抗地震慣性力的功能，防落設施或足夠的防落長度則具備避免落橋的功能，兩者功能不同，可分別作為橋梁支承系統在地震下的第二與第三道防線。

第5章 施工檢討

本次新北環狀線災損情形，主要係為盤式支承破壞，引致上部結構鋼箱梁偏移，而造成軌面其他相關構件與附屬設施破壞。因此本章針對「盤式支承」於施工階段之施工圖說和紀錄，以及第三章之現況調查進行檢討。

5.1 施工檢討依據

本章施工檢討依據文件如下：

1. 中華工程股份有限公司，「台北都會區大眾捷運系統環狀線 CF650 區段標工程盤式支承計算書第 0 版」，民國 101 年 10 月 3 日
2. 中華工程股份有限公司，「台北都會區大眾捷運系統環狀線 CF650 區段標工程盤式支承計算書第 0B 版」，民國 102 年 11 月 01 日
3. 中華工程股份有限公司，「台北都會區大眾捷運系統環狀線 CF650 區段標單向型盤式支承強化計算書 A 版」，民國 104 年 05 月 27 日
4. 中華工程股份有限公司，「台北都會區大眾捷運系統環狀線 CF650 區段標工程 CF650 區段標 Y8 至 Y14 盤式支承施工圖第 F 版」，民國 104 年 06 月 24 日
5. 中華工程股份有限公司，「台北都會區大眾捷運系統環狀線 CF650 區段標工程 CF650 區段標盤式支承強化計畫書第 0 版」，民國 105 年 08 月 17 日

5.2 施工檢討

根據第三章之現況調查結果及第 5.1 節施工相關文件，本學會提出檢討如下，並於第十一次專家學者會議請施工單位進行回覆說明。

1. 簡支鋼箱梁鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承上錨碇板分別與調坡塊、下方活塞盤間之傳力機制

根據現場調查結果，簡支鋼箱梁固定型(含固定型抗上揚)支承之損傷如圖 5.2-1 所示，多為鉸接端鋼箱梁連同調坡板和上錨碇版同時橫向偏移，破壞面主要發生在上錨碇板和活塞盤間介面處，部分上錨碇螺栓也呈現鬆脫或斷裂現象，顯示上錨碇板和調坡板間亦有相對移動之可能。但經審視第 5.1 節文件 1 和文件 2 之盤式支承計算書，並無上錨碇螺栓之檢核，此外，計算書中檢核項目多為盤式支承中單一構件個別檢核，並無針對上述兩個交界面之水平力傳遞需求進行檢核，故本學會請施工單位以固定型 Type F150-1-SS 盤式支承為例，說明支承上錨碇板和調坡板間，及上錨碇板和下方活塞盤間水平力傳遞之檢核結果。

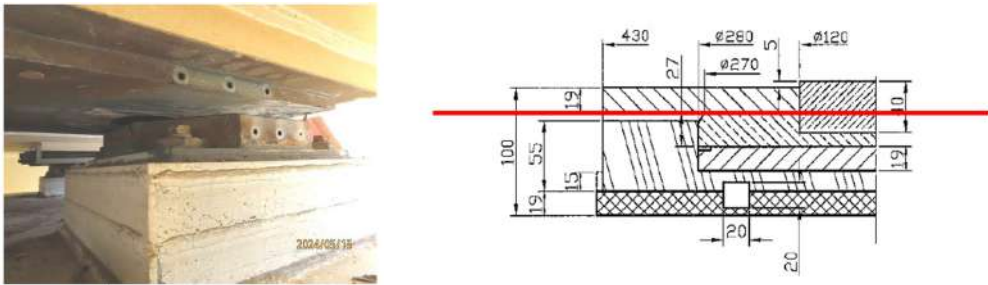


圖 5.2-1 P1217 固定型支承(Type F150-1-SS) 損傷照片與破壞面示意圖

2. 連續梁段活動端單向型支承之夾具板傳力機制與防落擋板、拉拔板之螺栓強度

根據現況調查結果，連續梁段 P1316-P1319 在中間 P1317 和 P1318 鉸接固定型支承處呈現和第 1 點簡支鋼箱梁鉸接端固定型支承一致的破壞樣態，兩端活動端 P1316 和 P1319 單向型支承破壞面主要發生於調坡板和滑動板間介面處，如圖 5.2-2 所示，此外亦有上錨碇螺栓斷裂，補強夾具板鬆脫或掉落，部分拉拔板螺栓斷裂並掉落等情事。故本學會請施工單位以單向型抗上揚 Type LU150-1-SS 支承為例，補充說明夾具板的水平傳力機制，以及其對應的檢核公式計算邏輯，亦請補充防落擋板螺栓強度和抗上揚拉拔板之螺栓強度之檢核。

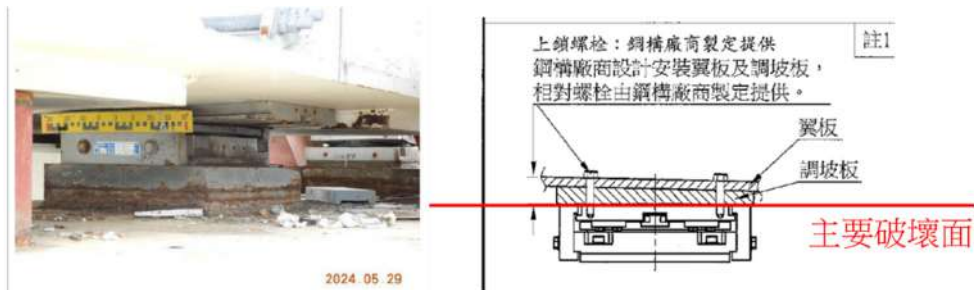


圖 5.2-2 P1316 單向型抗上揚支承(Type LU150-1-SS) 損傷照片與破壞面示意圖

3. 鉸接端支承於調坡板銑孔之深度

具有插銷之鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承，施工圖顯示上調坡板設置 5 mm 凹槽使得插銷得以置入，但根據現況調查結果與量測，發現該凹槽有大於 5 mm，甚至有上調坡板被銑穿之情事，故本學會請施工單位說明現況與施工圖相異之處。

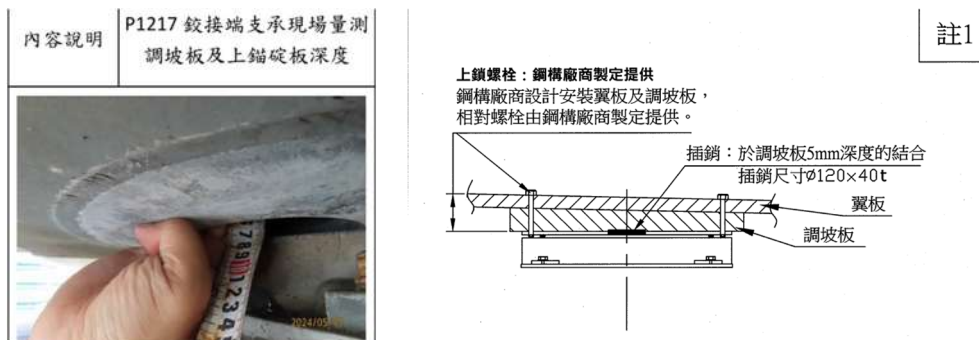


圖 5.2-3 P1217 支承(Type F150-1-SS) 調坡板銑孔之深度量測照片與施工圖之標示

5.3 施工單位回覆

針對第 5.2 節有關支承構件及傳力機制之問題，施工單位回覆全文詳見附錄三。

5.4 支承傳力機制與實際施工狀況之檢討

1. 簡支鋼箱梁鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承傳力機制檢討

有關簡支梁鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承的水平傳力機制，依附錄三根據施工單位之回覆，如圖 5.4-1 所示，錨碇板和上方調坡板間（剪力面 A）剪力傳遞主要仰賴插銷和上錨碇螺栓；錨碇板和下方活塞間（剪力面 B）水平力傳遞僅仰賴插銷。根據第三章現況調查結果，簡支鋼箱梁鉸接端支承破壞面主要剪力面 B，顯示實際插銷未能如預期發揮其傳遞水平力功能。其原因係由於插銷上方調坡板之銑孔深度遠高於 5 mm 之需求，如第三章調查結果圖 3.3-2 所示，以致地震發生時插銷有贅餘空間向上跳離，一旦插銷整體彈跳至活塞上方贅餘空間內，如圖 3.3-3 所示，插銷傳遞水平力功能將完全喪失。

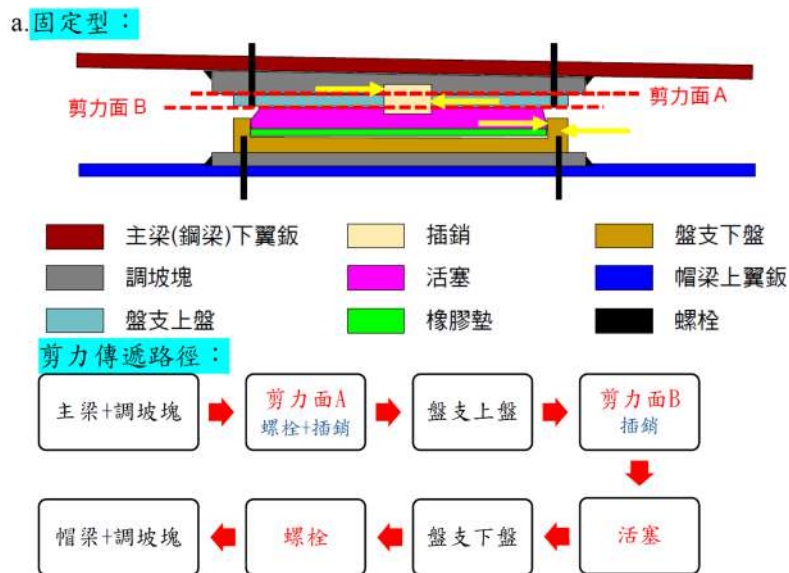


圖 5.4-1 施工單位提供之固定型支承水平力傳遞機制 (摘自附錄三)

2. 連續梁段活動端單向型支承之傳力機制檢討

對於連續梁活動端單向型支承的水平傳力機制，依附錄三施工單位之回覆，如圖 5.4-2 所示，調坡板與上盤滑動板間（剪力面 A）水平力傳遞主要靠螺栓和夾具板（附錄三寫插銷，應是誤植）；上盤滑動板和活塞間（剪力面 B）剪力傳遞僅仰賴導軌。根據第三章現況調查結果，連續梁活動端支承破壞面主要為剪力面 A，調坡板與上盤滑動板完全脫離，此外，其他連帶損傷包括上錨碇螺栓斷裂，補強夾具板鬆脫或掉落，部分拉拔板螺栓斷裂並掉落等。此結果顯示上錨碇螺栓和夾具板之剪力傳遞能力不足以抵抗本次地震造成之水平力，其可能原因應為中間鉸接端固定型支承先失效而使活動端單向型抗上揚支承垂直行車向須承載更大水平力，其次夾具板傳力機制未能達預期也可能是原因之一。（詳本節第三點說明）

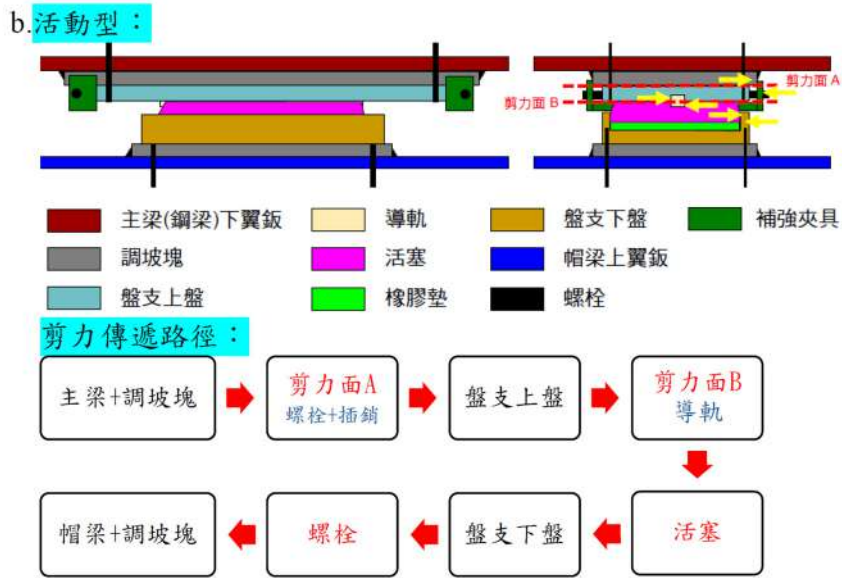


圖 5.4-2 施工單位提供之單向型抗上揚支承水平力傳遞機制 (摘自附錄三)

3. 夾具板之傳力機制檢討

單向型抗上揚支承(P1316 和 P1319)，於民國 103 年 12 月 3 日進行 CF651B 標例行性高風險檢查作業時，發現 P1319-19M 單向型盤式支承構造，其上錨碇板與鋼箱梁接合處螺栓強度恐有不足須進行補強。依據支承強化計算書 (文件 3) 補強機制為採用加裝夾具板方式進行，利用補強夾具板鎖固支承上盤，再與上部結構調坡塊接合來傳遞水平力。實際施工方式依支承強化計畫書 (文件 5) 則為利用原檔板螺栓將夾具板下方板與滑動板鎖固，另利用補強用螺桿將夾具板兩側夾住上部結構調坡塊，以傳遞滑動板與調坡塊兩者之間橫向剪力，如圖 5.4-3 所示，但此補強方式依實際現場照片觀察，有幾點疑慮如表 5.2-1 所示。由於以下幾項疑慮，有可能使補強夾具板無法發揮設計所期望之剪力傳遞功能。

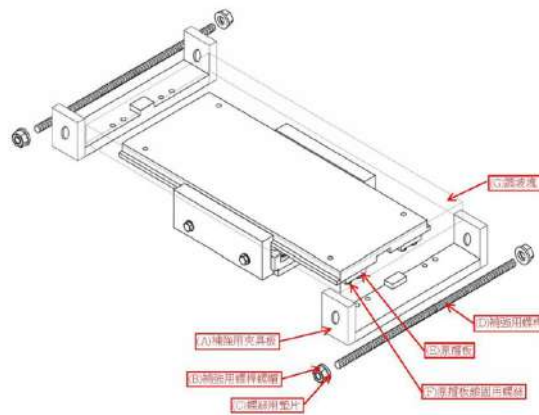


圖 5.4-3 補強夾具板拆解示意圖 (摘自文件 5 盤式支承強化計畫書)

表 5.4-1 夾具板補強方式之疑慮

疑慮說明	圖示或照片		
(1) 夾具板螺桿鎖緊程度影響實際功能。			
(2) 部份情況，補強夾具板沒有全長夾住調坡板，導致實際功能無法發揮，經查計算書中並未說明夾具板夾緊程度之要求。	<table border="1" data-bbox="874 674 1380 728"> <tr> <td data-bbox="874 674 1007 728">內容說明</td> <td data-bbox="1007 674 1380 728">下層 P1316LF 支承現況</td> </tr> </table> 	內容說明	下層 P1316LF 支承現況
內容說明	下層 P1316LF 支承現況		
(3) 滑動板鎖固螺栓(原擋板螺栓)之螺栓邊距不足，且有偏心。 (4) 夾具板與滑動板鎖固螺栓(原擋板螺栓)強度未檢核。	<table border="1" data-bbox="874 1153 1380 1207"> <tr> <td data-bbox="874 1153 1007 1207">內容說明</td> <td data-bbox="1007 1153 1380 1207">下層 P1319RN 拉拔板現況</td> </tr> </table> 	內容說明	下層 P1319RN 拉拔板現況
內容說明	下層 P1319RN 拉拔板現況		
(5) 部分支承調坡板厚度太小，夾具板無法夾住，如上層 P1319RN 支承。	<table border="1" data-bbox="874 1632 1380 1686"> <tr> <td data-bbox="874 1632 1007 1686">內容說明</td> <td data-bbox="1007 1632 1380 1686">上層 P1319RN 向右水平位移</td> </tr> </table> 	內容說明	上層 P1319RN 向右水平位移
內容說明	上層 P1319RN 向右水平位移		

4. 鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承於調坡板銑孔之深度

現場調查結果顯示，鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承(P1210、P1216、P1217、P1218、P1221、P1303、P1317、P1318、P1006)，對應插銷處之調坡板銑孔深度大於插銷厚度，使得地震下有機會向上跳躍進入贅餘空間，致使插銷喪失上錨碇版和下方活塞盤間水平力傳遞功能，進而產生上、下盤錯位。且插銷和調坡板之接觸尺寸僅有 5 mm，當插銷於承受水平地震力作用時，計算書雖有檢核其承受剪力能力，但其承壓能力(bearing capacity)是否足夠並未檢核。

5. 上錨碇板之上鎖螺栓

依據附錄三施工單位之回覆”支承上錨碇螺栓僅考慮為固定使用，無相關設計規定。” 支承計算書中也沒針對其強度進行檢核，現況調查亦發現支承上錨碇板之上鎖螺栓為螺桿，未配合調坡板厚度而調整長度，致使上錨碇螺栓凸出鋼箱梁內下翼板之長短不一，鋼箱梁內螺帽數目也不一致，鋼箱梁外下方也未設置螺帽，上述情況皆致使螺栓容易鬆脫，第三章現況調查亦顯示多處螺栓有鬆脫跡象。

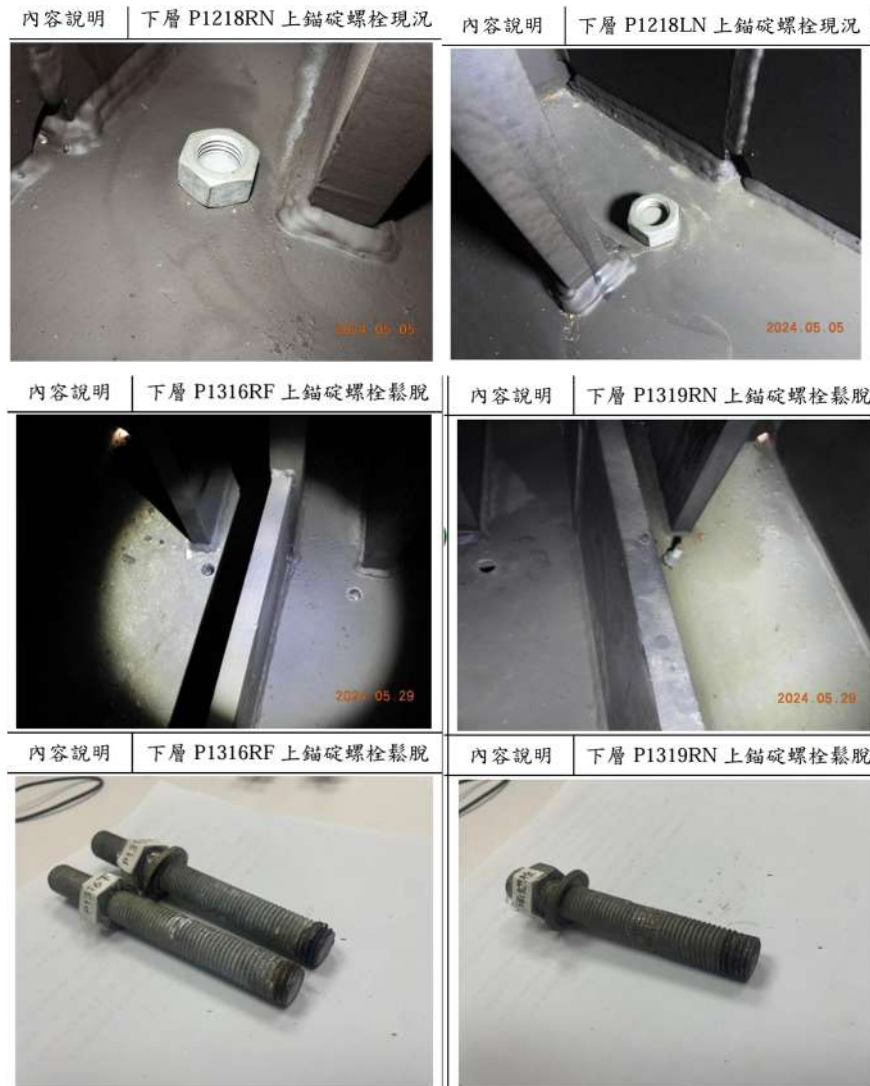


圖 5.4-4 上錨碇板之上鎖螺栓現況調查照片

6. 抗拉拔板螺栓強度

依據附錄三施工單位之回覆 ”拉拔板螺栓僅只做拉拔板固定使用，拉拔板螺栓不受拉拔力及水平力作用。” 故水平力作用鎖固螺栓強度未檢核，實際現況調查發現，部分抗拉拔板螺栓鎖固牙數不足，致使抗拉拔板在支承上盤發生偏移時易被撬開而失去功能。



圖 5.4-5 P1221RF 抗拉拔板螺栓鎖固牙數不足之照片

7. 補強夾具板剪應力檢核和補強插銷之剪應力檢核

在民國 104 年提送的盤式支承強化計算書(文件 3)中，夾具板 (A709 Gr.50)的容許剪力公式取為 $0.9 F_y = 315 \text{ N/mm}^2$ ，依據施工單位於附錄三回覆所提供之 AISC 規範，剪力設計強度應取為 $0.9 F_v$ ，而非 $0.9 F_y$ ，一般鋼材剪力強度 F_v 取為 $0.6 F_y$ ，所以計算書在檢核夾具板剪應力、插銷剪應力和防落檔板卡榫剪應力上，有不保守之疑慮，如摘自文件 3 之圖 5.2-6 所示。不過容許剪應力強度若取為 $0.9 * 0.6 F_y$ ，以 A709 Gr.50 鋼材而言，容許剪應力為 189 Mpa，對照圖 5.2-6 之計算數值，多數仍符合需求。

d. 單向型盤式支承補強型式夾具板計算表

標別	支承位置		Loading Group										防落擋板 (T)	Type	合約數量	上鎖螺絲所能承受的水平載重 F_{ub}	夾具板分配的水平載重 F_s	夾具板剪應力 τ_{cl}	夾具板螺絲拉應力 σ_{bolt}	夾具板焊道應力 σ_{weld}	防落檔板卡榫剪應力			
	位置	支承編號	SLS (tf)			ULS (tf)			設計抗上擲力 (tf)	設計位移量 (MM)														
			V_{max}	V_{min}	H_{max}	V_{max}	V_{min}	H_{max}																
B CF651B	Y11車站-P8	S11M	單	200	-60	20	487	-309	80	228	320	40	CF-LU200-1-SS	4	294000	506000	90.36	OK	450.98	OK	84.33	OK	137.80	OK
B CF651B	P1103	3MA	單	150	-38	20	312	-234	71	133	410	52	CF-LU150-1-SS	4	188400	521600	81.50	OK	532.24	OK	68.63	OK	125.02	OK
B CF651B	P1106	6MA	單	150	-38	20	312	-234	71	133	410	52	CF-LU150-1-SS	4	188400	521600	81.50	OK	532.24	OK	68.63	OK	125.02	OK
B CF651B	P1112	12M	單	150	-38	20	312	-234	71	133	410	52	CF-LU150-1-SS	4	188400	521600	81.50	OK	532.24	OK	68.63	OK	125.02	OK
B CF651B	Y12車站-P1	S12M	單	250	-120	34	516	-261	139	180	250	70	CF-LU250-1-SS	4	673200	716800	124.44	OK	507.65	OK	99.56	OK	156.78	OK
B CF651B	Y13車站-P1	S13M	單	200	-60	20	487	-309	80	228	320	40	CF-LU200-1-SS	4	294000	506000	90.36	OK	450.98	OK	84.33	OK	137.80	OK
B CF651B	P1306	6M	單	200	-60	20	487	-309	80	228	320	40	CF-LU200-1-SS	4	294000	506000	90.36	OK	450.98	OK	84.33	OK	137.80	OK
B CF651B	P1309	9M	單	250	-120	34	516	-261	139	180	250	70	CF-LU250-1-SS	4	673200	716800	124.44	OK	507.65	OK	99.56	OK	156.78	OK
B CF651B	P1316	16MB	單	150	-38	20	312	-234	71	133	410	52	CF-LU150-1-SS	4	188400	521600	81.50	OK	532.24	OK	68.63	OK	125.02	OK
B CF651B	P1319	19M	單	150	-38	20	312	-234	71	133	410	52	CF-LU150-1-SS	4	188400	521600	81.50	OK	532.24	OK	68.63	OK	125.02	OK
B CF651B	P1320	20MB	單	200	-60	20	487	-309	80	228	320	40	CF-LU200-1-SS	4	294000	506000	90.36	OK	450.98	OK	84.33	OK	137.80	OK
B CF651B	P1323	23M	單	200	-60	20	487	-309	80	228	320	40	CF-LU200-1-SS	4	294000	506000	90.36	OK	450.98	OK	84.33	OK	137.80	OK

e. 單向型盤式支承補強型式夾具板計算表

標別	支承位置			Loading Group										Type	合約數量	上鎖螺栓 D bolt	上鎖螺栓數量 N bolt	插銷直徑 Φ_{pin}	插銷剪應力 τ_{pin}	插銷
	位置	支承編號	型式	SLS (tf)			ULS (tf)			設計抗上擡力 (tf)	設計位移量 (MM)	防風撞板 (T)								
				V_{max}	V_{min}	H_{max}	V_{max}	V_{min}	H_{max}											
														113				0.9fy=315Mpa		
A	CF651A	P0826	26M	■	300	32	53	448	-51	202	0	230	101	CF-L300-1-SS	2	M24	8	100	189.17	OK
A	CF651A	P0826A	26AM	■	300	32	53	448	-51	202	0	230	101	CF-L300-1-SS	2	M24	8	100	189.17	OK
A	CF651A	P0827	27M	■	300	32	53	448	-51	202	0	230	101	CF-L300-1-SS	2	M24	8	100	189.17	OK
A	CF651A	P0827	27F	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	0	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	Y9車站	S9M	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	2	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	Y9車站	S9M	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	2	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	P0901	1M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0902	2M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0903	3M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0904	4M	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	3	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	P0907	7MA	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	3	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	P0907	7MB	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0908	8M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0909	9M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0910	10M	■	150	-27	50	250	-40	111	0	350	55	CF-L150-1-SS	3	M30	4	100	109.92	OK
A	CF651A	P0913	13MA	■	150	-27	50	250	-40	111	0	350	55	CF-L150-1-SS	3	M30	4	100	109.92	OK
A	CF651A	P0913	13MB	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	3	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	P0916	16MA	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	3	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	P0916	16MB	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0917	17M	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	3	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	P0920	20M	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	3	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	P0921	21M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0922	22M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0923	23M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0924	24M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P0925	25M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	Y10車站	S10M	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	2	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	Y10車站	S10M	■	350	-88	43	604	-185	148	66	320	74	CF-LU350-1-SS	3	M30	4	100	146.56	OK
A	人行通	P1005	1MW	■	400	69	203	548	32	286	0	320	0	CF-L400-1-SS	3	M30	8	100	231.73	OK
A	CF651A	P1005	5MA	■	150	-38	20	312	-234	71	133	410	52	CF-LU150-1-SS	3	M16	4	100	83.71	OK
A	CF651A	P1005	5MB	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SS	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P1013	13M	■	350	70	74	531	40	272	0	240	136	CF-L300-1-SC	2	M30	8	100	220.39	OK
A	CF651A	P1016	16MA	■	300	32	53	448	-51	202	0	230	101	CF-L300-1-SC	2	M24	8	100	189.17	OK
A	CF651A	P1016	16MB	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SC	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P1017	17M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SC	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P1018	18M	■	300	32	53	448	-51	202	0	230	101	CF-L300-1-SC	2	M24	8	100	189.17	OK
A	CF651A	P1019	19M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SC	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P1020	20M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SC	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P1021	21M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SC	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P1022	22M	■	250	62	48	400	-2	177	0	270	88	CF-L250-1-SC	2	M20	8	100	180.35	OK
A	CF651A	P1023	23M	■	300	32	53	448	-51	202	0	230	101	CF-L300-1-SC	2	M24	8	100	189.17	OK
A	CF651A	P1027	27MA	■	300	32	41	448	-51	202	0	230	101	CF-L300-1-SS	2	M24	8	100	189.17	OK
A	CF651A	P1027	27MB	■	300	32	41	448	-51	202	0	230	101	CF-L300-1-SS	2	M24	8	100	189.17	OK
A	CF651A	P1035	35M	■	250	-120	34	516	-261	139	180	250	70	CF-LU250-1-SS	4	M30	4	100	137.65	OK
A	CF651A	P1038	38MA	■	200	12	47	359	-35	131	0	230	65	CF-L200-1-SS	4	M16	8	100	143.80	OK
A	CF651A	P1038	38MB	■	150	-38	20	312	-234	71	133	410	52	CF-LU150-1-SS	4	M16	4	100	83.71	OK
A	CF651A	Y11車站	S11M	■	350	-88	43	604	-185	148	66	320	74	CF-LU350-1-SS	4	M30	4	100	146.56	OK

圖 5.4-6 摘自文件 3 之補強夾具板計算表

8. 支承錨碇螺栓需求

民國 99 年設計單位之「環狀線計畫第一階段契約標號 DF112 之 CF650 秀朗橋站至板新站工程圖說(標準圖)」高架橋盤式支承墊詳圖(圖號：F650/SA 131)中，有關盤式支承一般說明項次 8 提及「設計支承錨碇時，...，鋼板與鋼板間之摩擦係數以 0.1 計，但每一支承至少仍應設 4 根 22Ø 之錨碇螺栓」。盤式支承計算書(文件 2)文末提供之附件 2，第 05821 章盤式支承施工規範中亦有類似之字眼，摘錄如下：“支承錨碇之設計應考慮水平力所致彎矩與剪力之組合效應，且每一支承上下至少應各設 4 支 22Ø 之錨碇桿件”，但經查支承施工圖(文件 4)，並非所有支承之錨碇螺栓皆符合上述規定，如連續梁段之活動端支承(P1316 和 P1319)，錨碇螺栓之配置 4 根 M16 螺栓。

5.5 小結

綜合本章上述各節說明，針對支承施工之檢討，可歸納如下：

1. 簡支梁具插銷之固定型(含固定抗上揚型)支承，因施工單位應認為施工圖說之標示僅為示意圖，也未認知到銑孔深度會影響插銷傳遞剪力能力，現況調查結果顯示實際施工時插銷上方調坡板之厚度被完全銑穿進而產生贅餘空間，在地震作用下使插銷呈現完全跳離上下

盤介面處並完全卡入贅餘空間之現象，致使盤式支承喪失剪力傳遞機制。

2. 文件 5 所提之補強夾具板，其目的係針對無插銷之支承，補強上錨碇螺栓剪力傳遞能力之不足。由於此補強作業是在原設計支承已經施作完成後再進行補作，施作空間有限，且現有支承處現況不一，如調坡板厚度並非定值，夾具鈹鎖固螺栓可施作空間也不同，致施工細節並非一致，部分補強夾具鈹可能無法發揮如補強計算書所預期之剪力傳遞能力。
3. 其他施工疑慮，包括上鎖螺栓施工細節不夠嚴謹，拉拔板螺栓鎖固螺牙不足，插銷和調坡板之接觸尺寸僅有 5 mm，可能會影響插銷於承受水平地震力作用時之其承壓能力(bearing capacity)等，雖可能並非本次支承損壞之因素，但仍有提高支承損傷風險之疑慮。

第6章 橋梁結構損壞模擬分析

本學會以 0403 地震地表加速度歷時進行連續梁段 P1316~P1319 及簡支梁段 P1217~P1218 整體橋梁結構分析，並求得各支承之受力。再以求得之支承地震歷時進行調坡板未銹穿之支承構件配置、調坡板銹穿之支承構件配置及具抗拉拔裝置且調坡板銹穿之支承構件配置之盤式支承破壞模擬分析。

本章結構模型建立依據文件如下：

1. 台灣世曦工程顧問股份有限公司，「環狀線計畫第一階段契約標號 DF112 之 CF651B 華中橋站至板新站工程圖說（第三冊）」，民國 99 年 8 月。
2. 台灣世曦工程顧問股份有限公司，「環狀線計畫第一階段契約標號 DF112 之 CF650 秀朗橋站至板新站工程圖說（標準圖）」，民國 99 年 8 月。

6.1 P1316~P1319 橋梁結構模擬分析

6.1.1 設計圖說資料

P1316~P1319 為三跨連續橋梁，其橋梁結構立面圖如圖 6.1-1 所示，總長度為 110.9 m，橋跨配置為 28 m+48 m+34.9 m，基礎採用樁基礎、下部結構為鋼橋墩、上部結構為單箱鋼箱型梁，上、下部結構以盤式支承連接，結構配置為活動端(M)+鉸接端(F)+鉸接端(F)+活動端(M)。

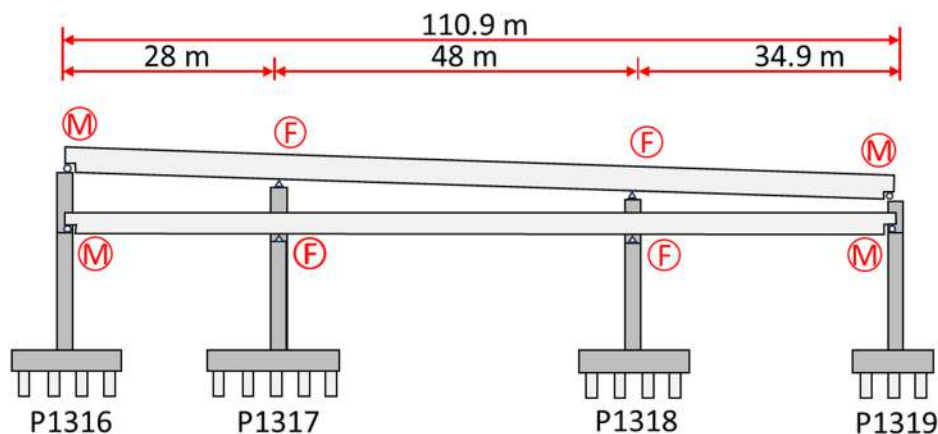


圖 6.1-1 P1316~P1319 橋梁結構配置立面圖

P1316~P1319 上部結構為鋼箱型梁，梁寬度 2.64 m、梁深度為 1.8 m，伸縮縫處採用切梁配置，深度為 0.9 m。P1316~P1319 鋼橋墩尺寸如表 6.1-1 所示，橋墩立面圖詳圖 6.1-2~圖 6.2-3 所示。

表 6.1-1 P1316~P1319 之鋼橋墩尺寸

橋墩編號	橋墩高度(M) (基礎頂至上層帽梁頂)	下層墩柱尺寸(M) (行車向 x 垂直行車向)	上層墩柱尺寸(M) (行車向 x 垂直行車向)
P1316	26.34	2.046 x 2	2.046 x 1.7
P1317	24.62	2.446 x 2	2.446 x 1.7
P1318	23.05	2.446 x 2	-
P1319	22.78	2.046 x 2	-

依據工程圖說，DF112 標工程材料包含混凝土、自充填混凝土、及結構鋼等，其設計強度及材料參數如表 6.1-2~表 6.1-3 所示。

表 6.1-2 材料強度

材料	型號或種類	強度
混凝土	卜特蘭 II 型水泥	$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
自充填混凝土	卜特蘭 II 型水泥	$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
結構鋼	ASTM 709 GR.50	$f_y = 3500 \text{ kgf/cm}^2$
鋼軌	TRTS NIPPON 350 HT	$f_y = 4600 \text{ kgf/cm}^2$

表 6.1-3 模型設定材料強度

材料	單位重	楊氏模數	泊松比
混凝土	2300 kgf/m^3	$280624.3 \text{ kgf/cm}^2^*$	0.18
自充填混凝土	2300 kgf/m^3	$280624.3 \text{ kgf/cm}^2^*$	0.18
結構鋼	$8500 \text{ kgf/m}^3^{**}$	$2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$	0.3
列車鋼軌	7850 kgf/m^3	$2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$	0.3

*混凝土楊氏模數依 401-100 混凝土工程設計規範與解說採 $15000\sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$ 。

**結構鋼單位重考慮未於模型中螺栓與連接板重量，依例設為 8500 kgf/cm^3 。

6.1.2 結構模型建立

P1316~P1319 模型建立係依據工程設計圖說，除建立 P1316~P1319 橋梁單元外，亦考量軌道連續及邊跨對 P1316~P1319 橋梁單元之影響，並於模型中建立 P1315 及 P1320 之橋跨段，如圖 6.1-4 所示。

上部結構鋼箱梁模型如圖 6.1-5~ 6.1-6 所示，鋼箱梁內部依據設計工程圖說建立縱向加勁板、豎向加勁板、支承加勁板與鋼箱梁隔板。上部結構模型亦包括橋護欄、鋼軌及橋面板。橋面板之寬度為 4.325 m，橋護欄高度為 1.67 m，橋面板與鋼箱梁上翼板以固定方式(rigid)進行連接。

鋼軌設定採國際鐵路聯盟規定 1435 mm 標準軌間距，圖 6.1-6 說明鋼軌以勁度彈簧方式模擬扣件與軌枕混凝土進行連接，扣夾行車向間距為 80 cm，行車向彈簧勁度設定為 10 kN/m，其餘方向勁度皆以剛接(rigid)設定。

支承以彈簧(link)來模擬，如圖 6.1-7 所示，鉸接端支承三個方向彈簧設定以大勁度來表示；活動端支承則釋放行車向彈簧束制來表示。

P1315~P1320 依土壤性質、基礎結構尺寸於模型墩柱底部設定勁度彈簧，如表 6.1-4 所示。

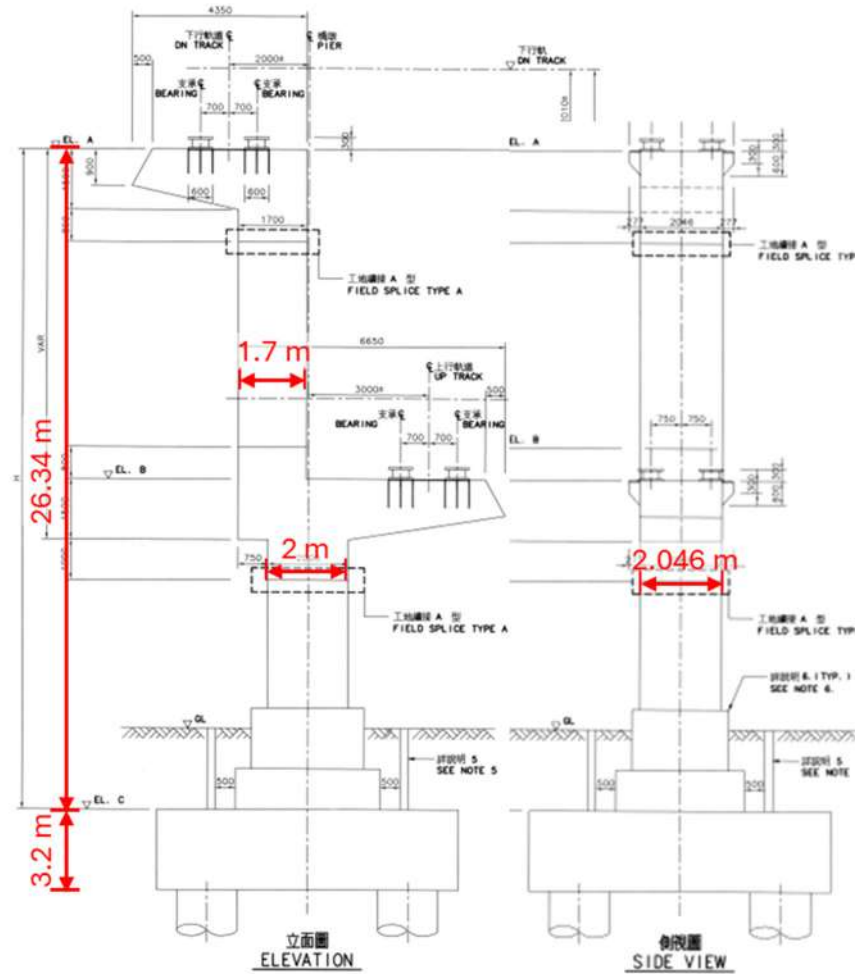
表 6.1-4 P1315~P1320 土壤彈簧勁度設定

墩柱編號	K_x tf/m	K_y tf/m	K_z tf/m	$K_{\theta x}$ tf-m/ rad	$K_{\theta y}$ tf-m/ rad	$K_{\theta z}$ tf-m/ rad
P1315	37824.96	41363.72	428869.97	4957270.11	4208285.58	700598.13
P1316	37824.96	41363.72	428869.97	4957270.11	4208285.58	700598.13
P1317	37824.96	41363.72	428869.97	4957270.11	4208285.58	700598.13
P1318	33685.91	33685.91	317998.55	2297552.92	2297552.92	341069.91
P1319	33685.91	33685.91	317998.55	2297552.92	2297552.92	341069.91
P1320	33685.91	33685.91	317998.55	2297552.92	2297552.92	341069.91

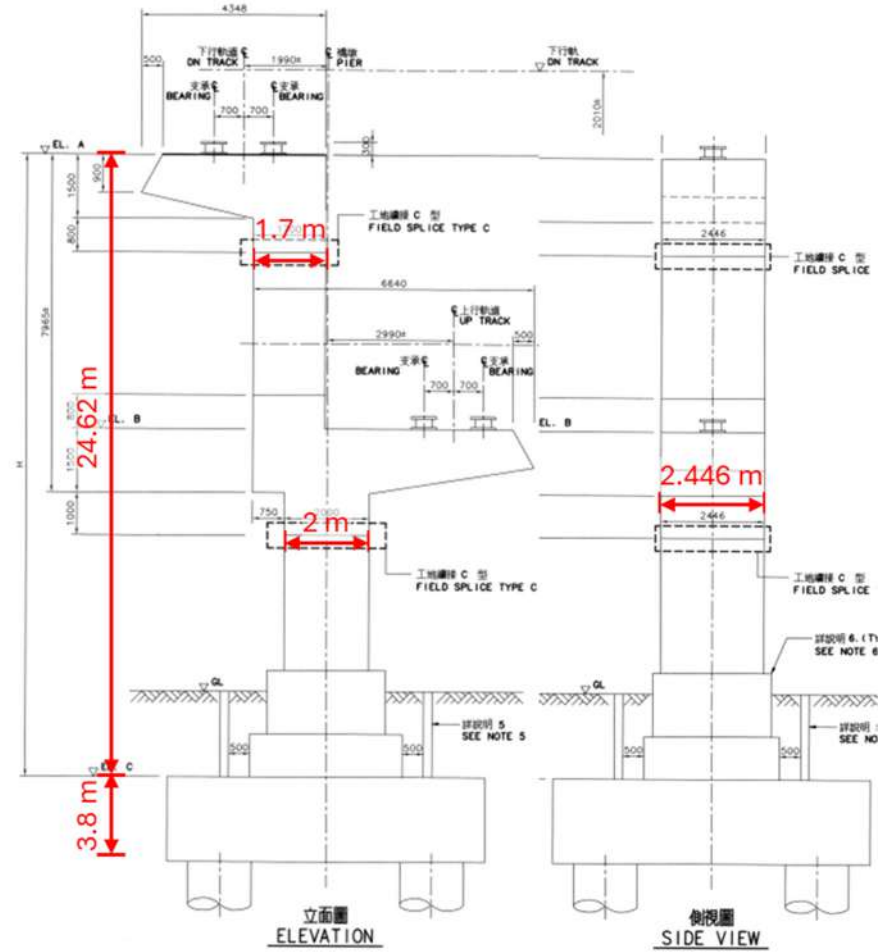
依工程設計圖說，DF112 標鋼墩柱內有灌注自充填混凝土，鋼墩柱內混凝土與鋼板進行適當束制，模型設置如圖 6.1-8 所示。另考量附屬結構物：扣件、混凝土構件、護欄、隔音牆、電力與訊號線、制振混凝土等自重如表 6.1-5 所示。除制振混凝土自重作用於鋼箱梁底部外，其餘附屬結構物重量作用橋面板上方。

表 6.1-5 附屬結構物重量

項目	單位重量
1. 扣件	0.236 tf/ m
2. 電纜溝槽、維修走道等混凝土構件	0.220 tf/ m
3. 隔音牆	0.136 tf/ m
4. 電力線、訊號線等	0.200 tf/ m
5. 制振混凝土	0.8384 tf/ m
6. 雜項(假設橋面寬 4.325m 之 5%)	0.216 tf/ m
小計	1.8464 tf/ m

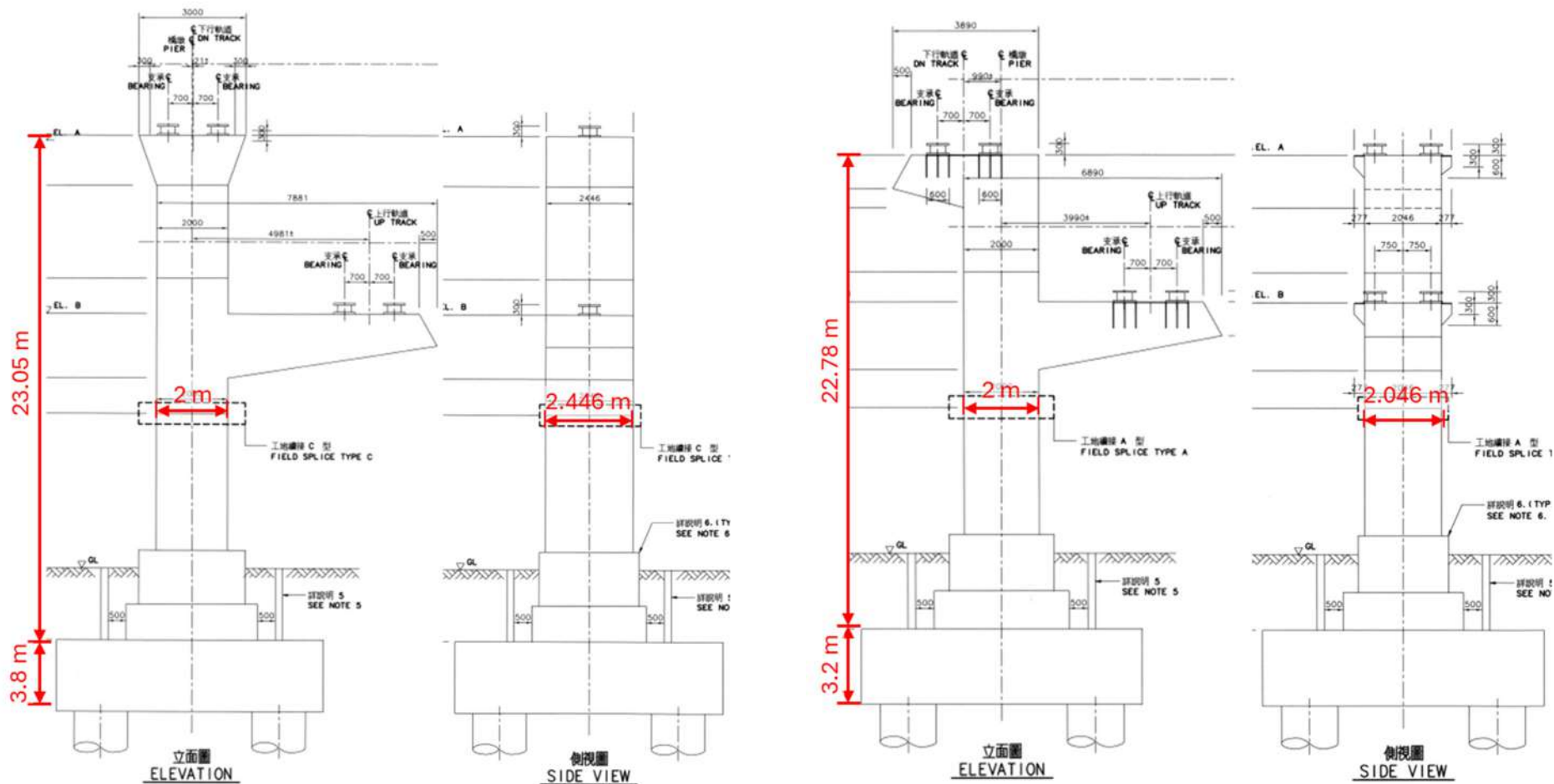


(a)P1316



(b)P1317

圖 6.1-2 P1316~P1319 鋼橋墩立面圖(1/2)



(c)P1318

(d)P1319

圖 6.1-3 P1316~P1319 鋼橋墩立面圖(2/2)

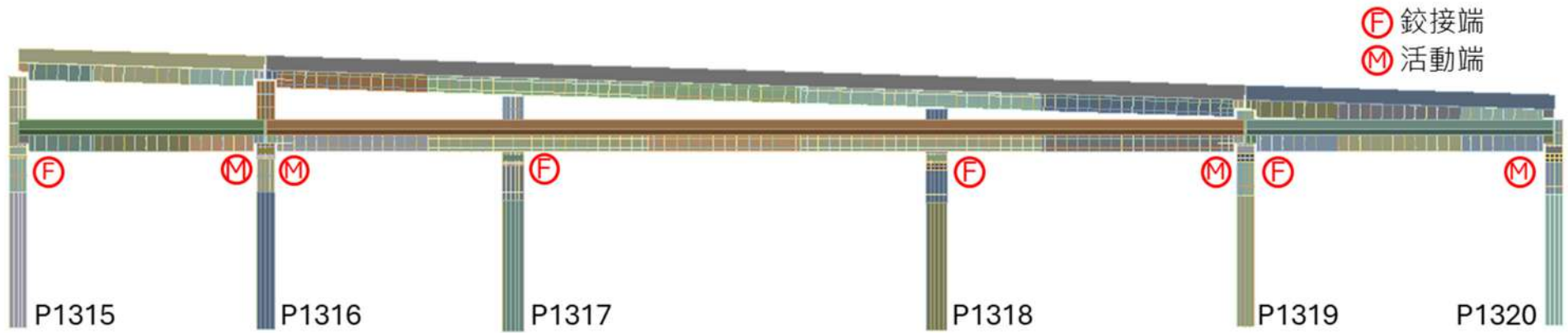


圖 6.1-4 分析結構模示意圖

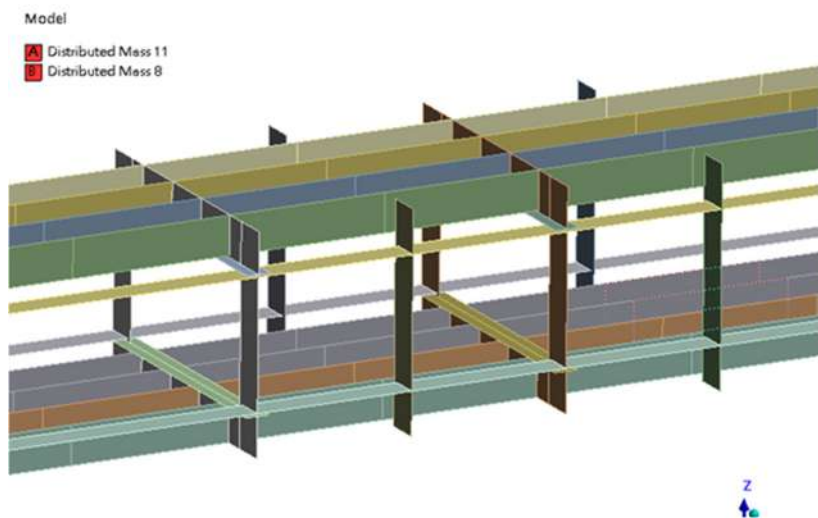


圖 6.1-5 鋼箱梁加勁材模擬

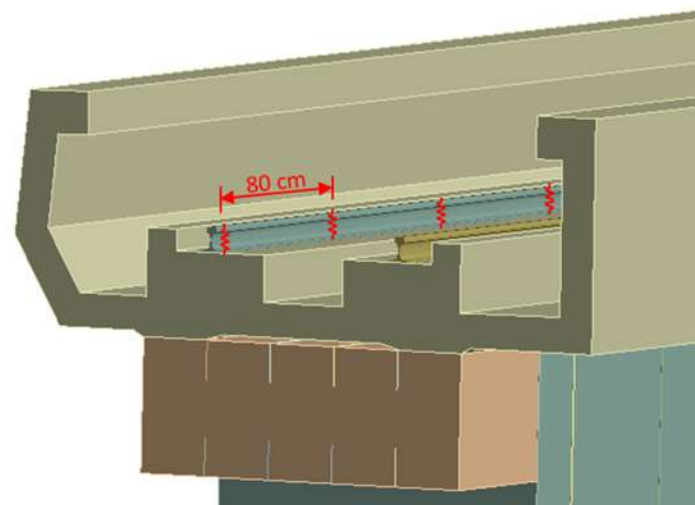


圖 6.1-6 鋼箱梁上部結構模擬

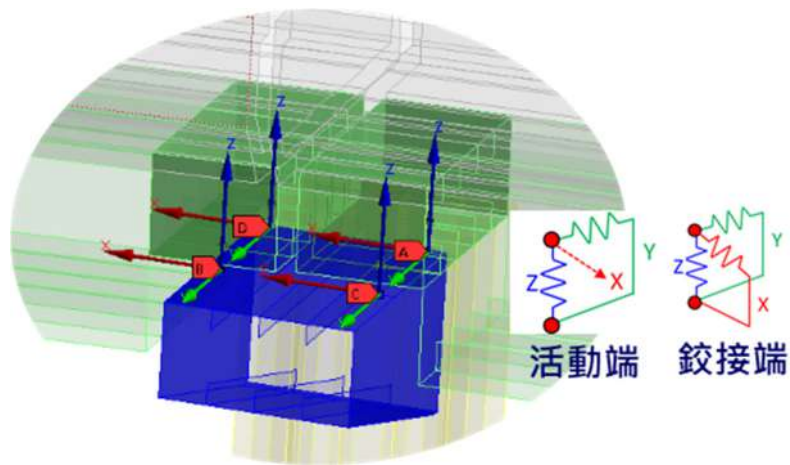


圖 6.1-7 支承模擬示意圖

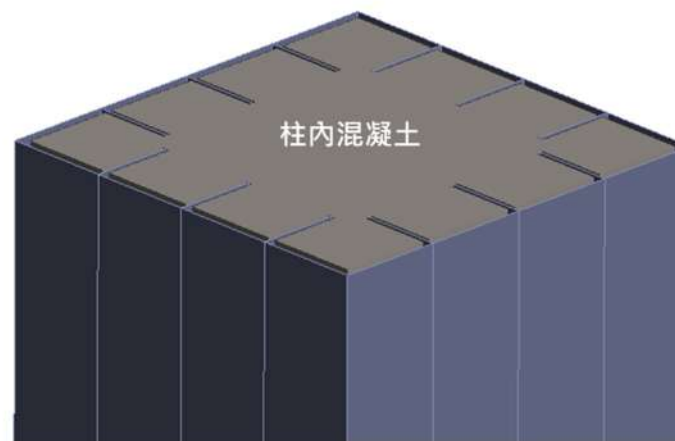


圖 6.1-8 鋼柱內灌混凝土之模擬

6.1.3 結構模態分析

模型建立完成後進行結構模態分析，分析結果如圖 6.1-9 所示。第 1 模態為垂直行車向振態，週期為 1.47 s；第 2 模態為行車向振態，週期為 1.41 s；上層帽梁垂直向振態為第 25 模態，週期為 0.30 s；下層帽梁垂直向振態為第 22 模態，週期為 0.33 s。

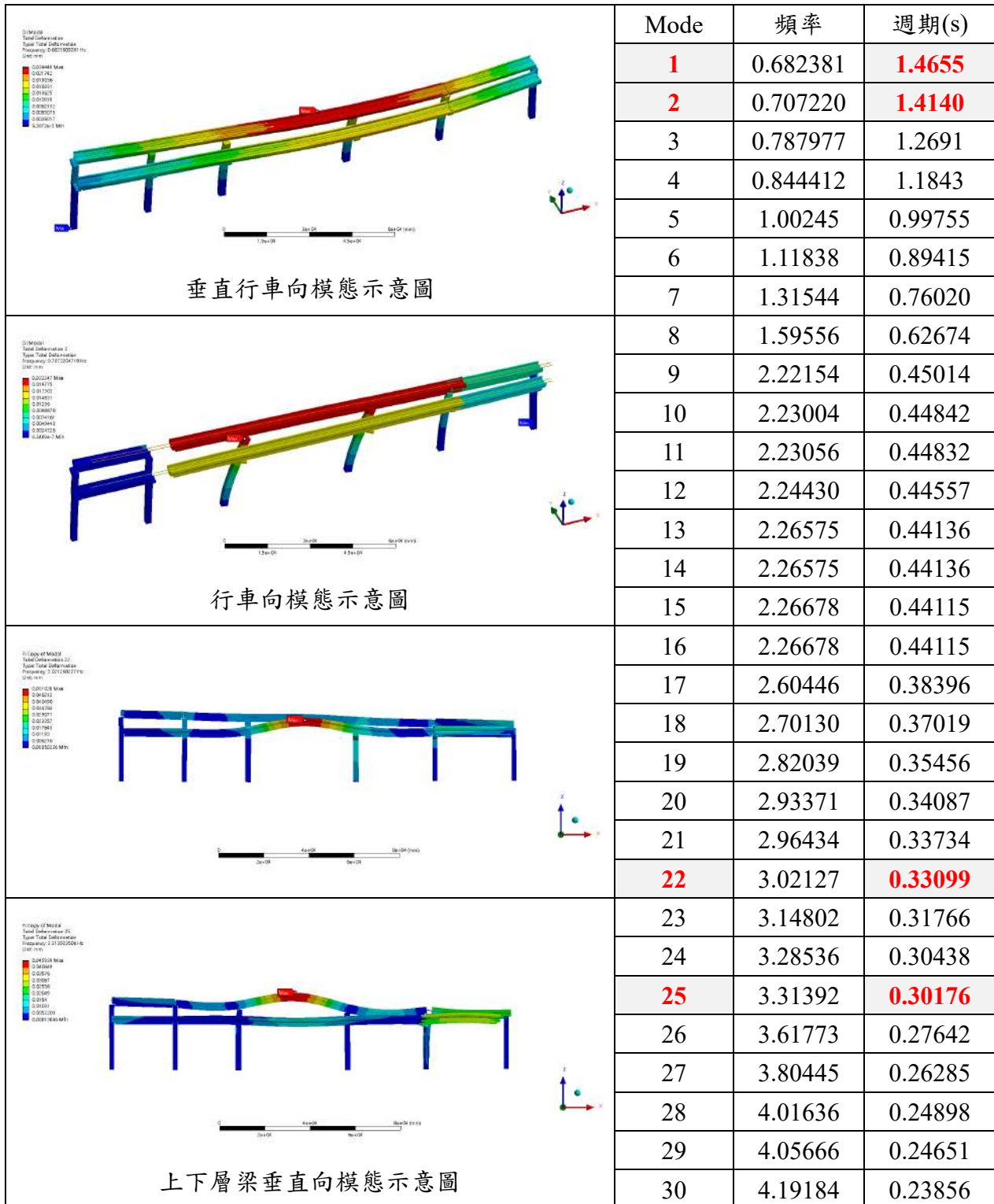


圖 6.1-9 P1316~P1319 模態分析圖

各模態下各方向的參與質量值結果如表 6.1-6 所示。

表 6.1-6 P1316~P1319 各模態下不同方向之參與質量

Mode	X 向	Y 向	Z 向	ROTX 向	ROTY 向	ROTZ 向
1	0.033%	71.840%	0.238%	86.158%	0.286%	59.703%
2	63.153%	0.067%	0.000%	0.084%	3.088%	0.180%
3	6.178%	0.013%	0.001%	0.019%	0.291%	0.001%
4	0.010%	0.921%	0.109%	2.294%	0.128%	11.813%
5	11.041%	0.021%	0.003%	0.033%	0.582%	0.031%
6	0.000%	6.242%	0.009%	6.983%	0.000%	5.783%
7	0.016%	0.077%	0.007%	0.029%	0.011%	3.399%
8	0.055%	0.252%	0.008%	0.181%	0.011%	0.329%
9	0.121%	0.000%	0.000%	0.000%	0.001%	0.000%
10	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
11	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
12	0.029%	0.000%	0.000%	0.000%	0.001%	0.000%
13	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
14	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
15	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
16	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
17	3.402%	0.000%	0.194%	0.006%	0.191%	0.007%
18	0.006%	2.481%	2.200%	0.057%	1.016%	0.815%
19	2.171%	0.177%	0.246%	0.063%	0.068%	0.020%
20	0.579%	0.297%	1.956%	0.190%	2.138%	0.001%
21	0.001%	0.149%	0.031%	0.007%	0.299%	0.384%
22	0.012%	0.602%	8.636%	0.485%	6.529%	0.565%
23	0.014%	0.961%	0.143%	0.137%	0.004%	0.000%
24	0.039%	0.215%	0.241%	0.001%	0.036%	0.131%
25	0.170%	0.014%	0.918%	0.011%	0.392%	0.038%
26	0.289%	2.754%	9.217%	0.899%	17.827%	4.643%
27	1.996%	0.299%	1.952%	0.138%	3.581%	0.566%
28	0.000%	0.065%	7.357%	0.186%	13.104%	0.346%
29	0.113%	0.379%	0.730%	0.002%	3.528%	0.314%
30	0.033%	0.232%	0.060%	0.030%	0.001%	0.000%

註：mode 26 與 mode28 之 Z 向與 ROTY 向之質量參與率雖高於 mode 22，但該模態屬於邊跨之振型，其質量參與於連續梁段之影響低於 mode 22。

根據分析所得之結構振動模態與週期顯示，第 4 個結構振動模態所對應之週期為 1.18 s，對應於 0403 地震下 TAP032 積穗國小測站所測得之加速度反應譜峰值及速度反應譜峰值，如圖 6.1-10 所示。第 4 個結構振動模態如圖 6.1-11 所示，上層梁於該振型具有較高模態參與率，具有較大的振幅。

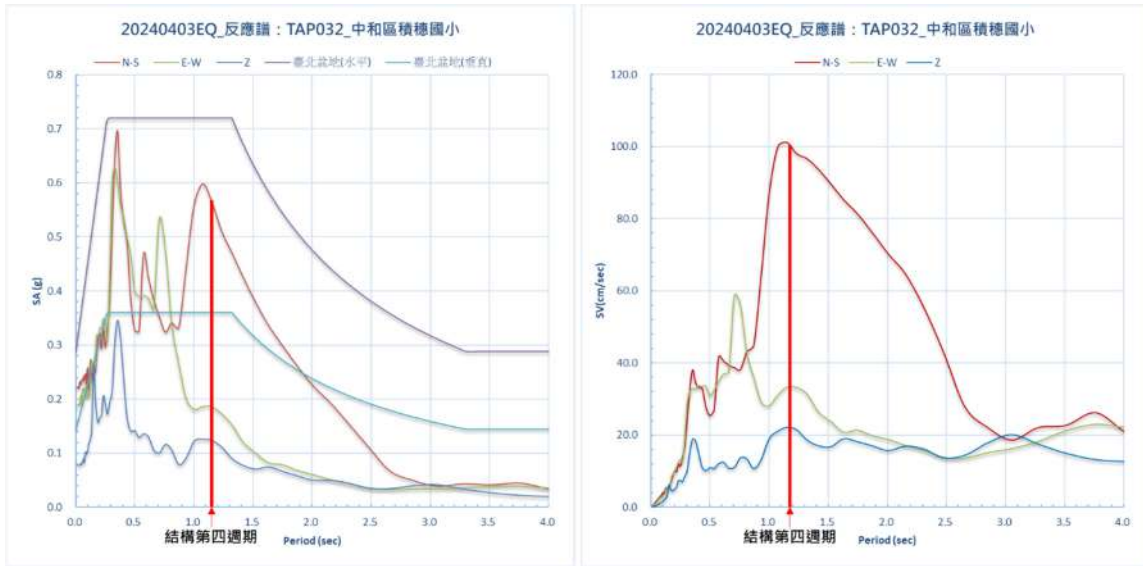


圖 6.1-10 第 4 個結構振動模態週期與積穗國小測站加速度反應譜(左)、速度反應譜(右)

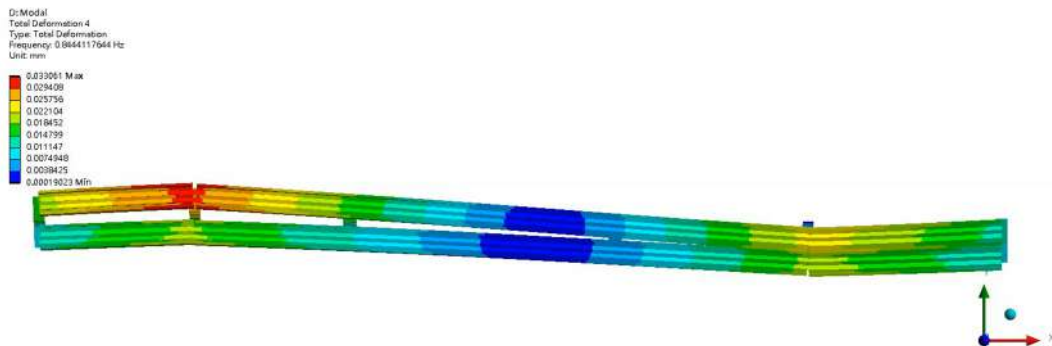
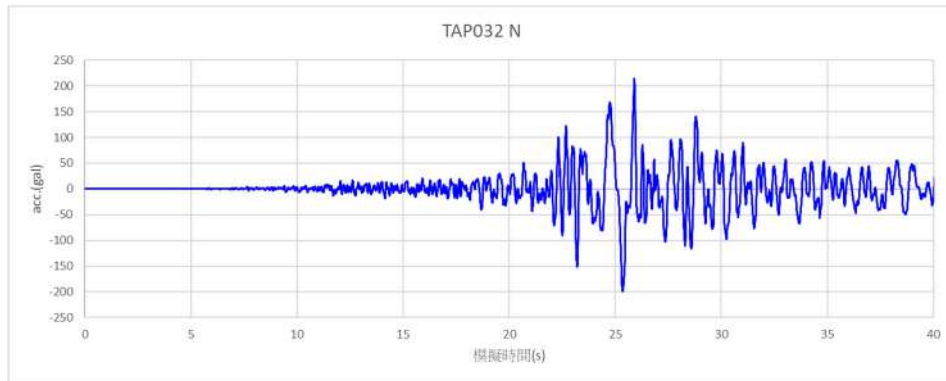


圖 6.1-11 第 4 個結構振動模態振型

6.1.4 0403 地震模擬分析

0403 地震模擬分析採用 TAP032 積穗國小測站所得加速度歷時，南北向、東西向及垂直向之加速度歷時詳圖 6.1-12 所示。分析時間採自測站紀錄時間第 40 s 至 80 s，共 40 s，時間步長為 0.01 s、雷利阻尼為 2%，進行彈性結構分析。動力歷時分析時亦考慮地震歷時輸入方向與 P1316~P1319 連續梁段之夾角。

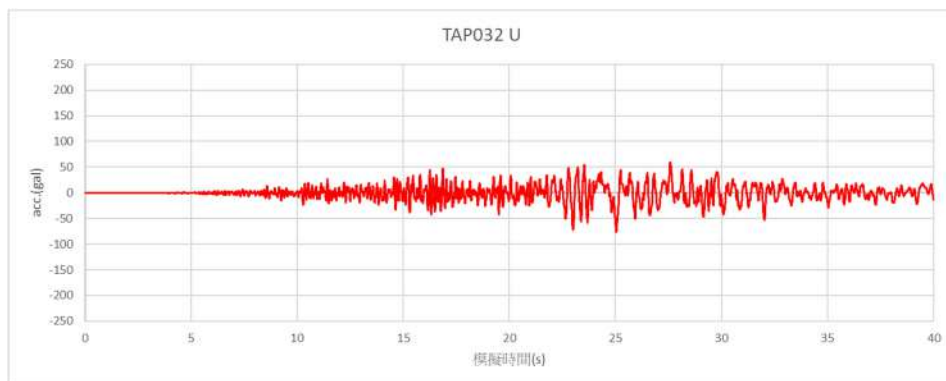
將上述地震歷時，進行 P1316~P1319 整體橋梁結構分析，並求得各支承之受力與加速度歷時資料。依結果得知，P1317 及 P1318 支承最大加速度發生於分析時間第 23~30 s，後續將此區間所得支承加速度歷時作為第 6.2 節支承破壞與分析之輸入。分析所得 P1317、P1318 支承最大加速度與 TAP032 積穗國小測站所得之地表加速度比較如圖 6.1-13 及圖 6.1-14 所示。P1316~P1319 上層梁支承所受最大加速度與 TAP032 積穗國小測站測得之最大地表加速度比值詳表 6.1-7 所示。



南北向加速度歷時



東西向加速度歷時



垂直向加速度歷時

圖 6.1-12 TAP032 積穗國小測站加速度歷時

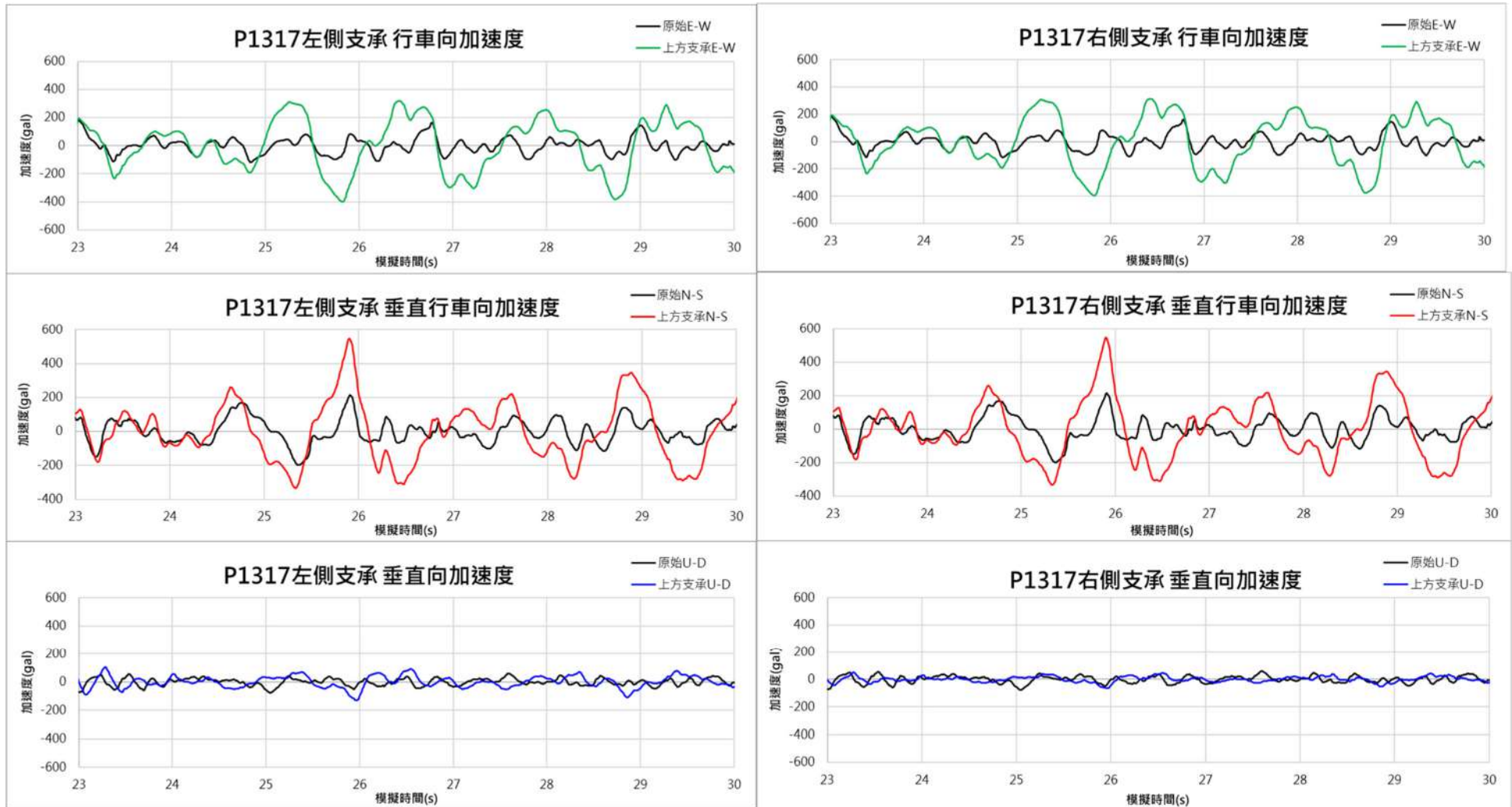


圖 6.1-13 整體橋梁結構分析所得 P1317 支承加速度與 TAP032 測站地表加速度

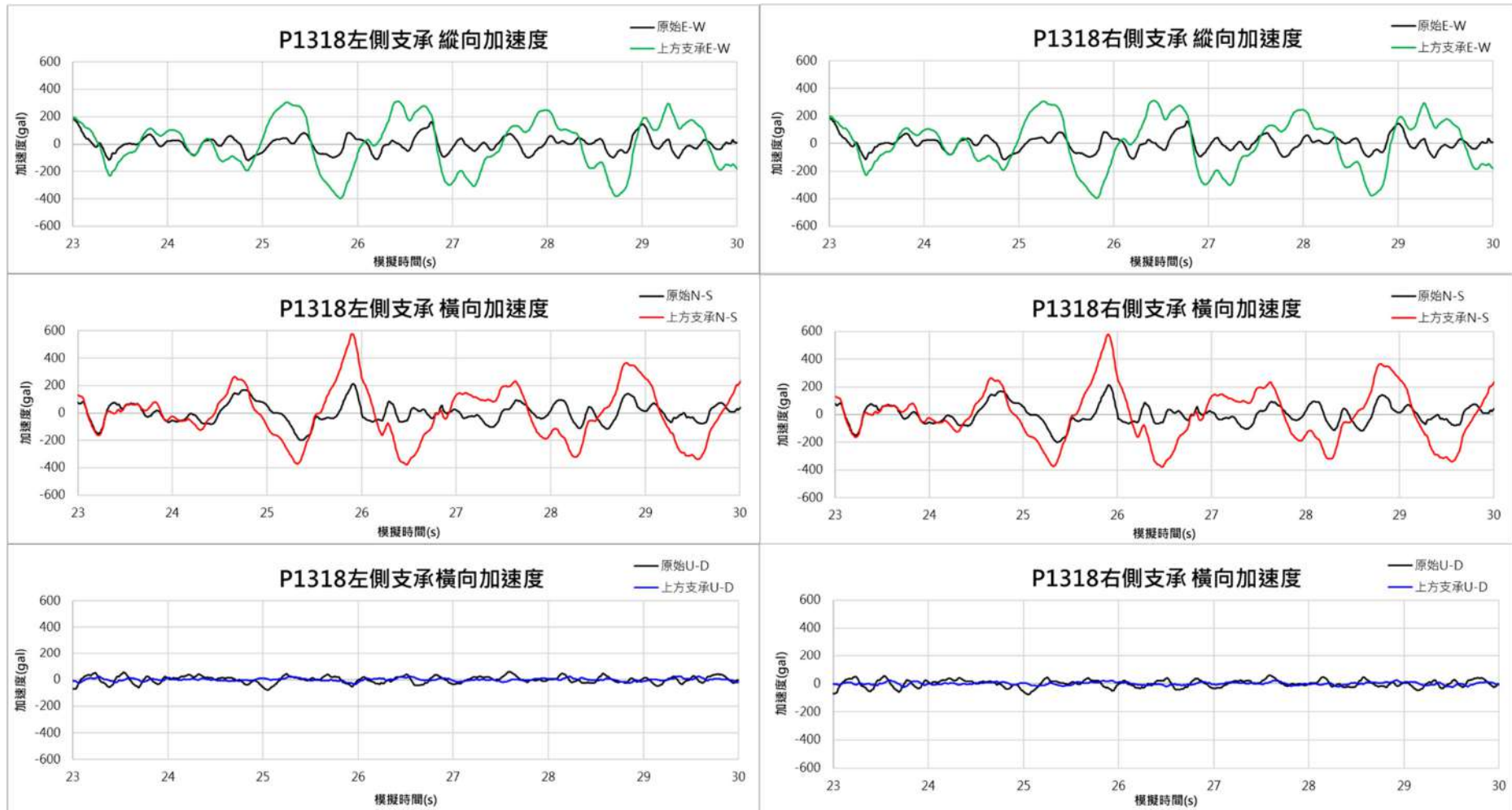


圖 6.1-14 整體橋梁結構分析所得 P1318 支承加速度與 TAP032 測站地表加速度

表 6.1-7 P1317~P1318 整體橋梁結構分析所得支承之最大加速度值及與地表加速度比值

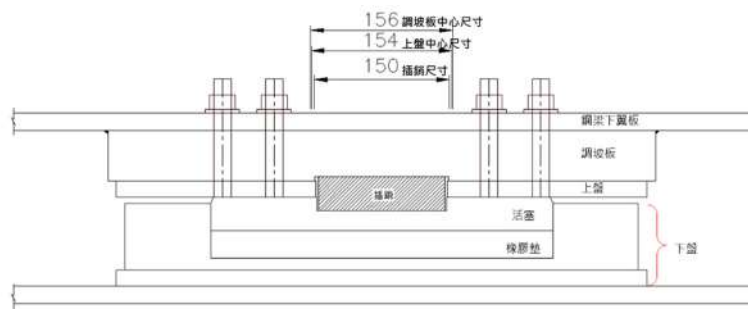
上方支承	P 1317 左側		P 1317 右側		P 1318 左側		P 1318 右側	
	加速度 (gal)	比值	加速度 (gal)	比值	加速度 (gal)	比值	加速度 (gal)	比值
行車向 Max	317.884	1.73	312.847	1.70	311.472	1.70	311.297	1.70
行車向 Min	-400.576	3.42	-397.876	3.40	-395.989	3.38	-396.802	3.39
垂直行車向 Max	548.358	2.55	548.335	2.55	580.347	2.70	580.348	2.70
垂直行車向 Min	-333.082	1.68	-333.016	1.68	-378.950	1.91	-378.962	1.91
垂直向 Max	104.612	1.78	49.851	0.85	27.147	0.46	23.879	0.41
垂直向 Min	-131.778	1.72	-64.749	0.85	-34.540	0.45	-24.601	0.32

6.2 P1317、P1318 支承破壞模擬與分析

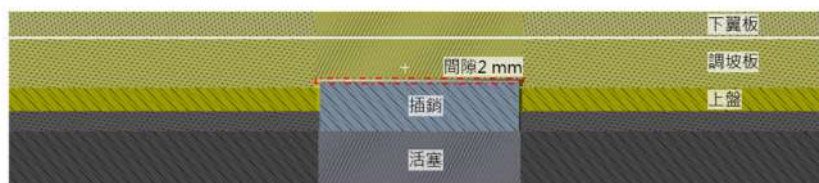
本節採用第 6.1 節所得之支承地震加速度歷時進行盤式支承破壞模擬。另外，依據第 3 章現況調查結果得知，鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承之調坡板有銑穿至下翼板之情事。因此將以案例(1)調坡板無銑穿之支承構件配置、案例(2)調坡板銑穿之支承構件配置及案例(3)支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承構件配置，三種案例分別進行模擬。

6.2.1 支承模型

P1317、P1318 之支承型式分別為 F400-1-SS 及 F500-1-SS，依施工圖說(圖號: CF650/0/SE131/TS 0011、TS0012)建立支承模型，P1317 支承尺寸如圖 6.2-1(a)所示，建立案例(1)支承模型示意圖如圖 6.2-1(b)所示、案例(2)支承模型示意圖如圖 6.2-2 所示及案例(3)支承模型示意圖如圖 6.2-3 所示；P1318 支承尺寸如圖 6.2-4 所示，其支承模型示意圖與 P1317 相似，詳圖 6.2-1(b)~圖 6.2-3。其中上錨碇板銑孔半徑大於插銷半徑 2 mm；調坡板銑孔半徑大於插銷半徑 3 mm。



(a) 施工圖說 P1317 支承尺寸



(b) 建立 P1317 支承模型圖

圖 6.2-1 案例(1)：P1317 支承尺寸及調坡板未銑穿之支承模型示意圖

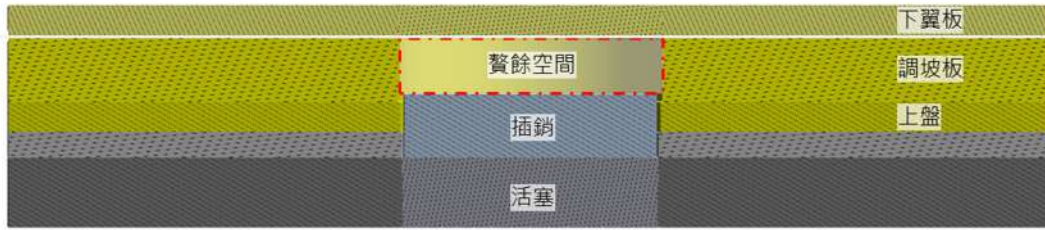


圖 6.2-2 案例(2)：P1317 調坡板銑穿之支承模型示意圖

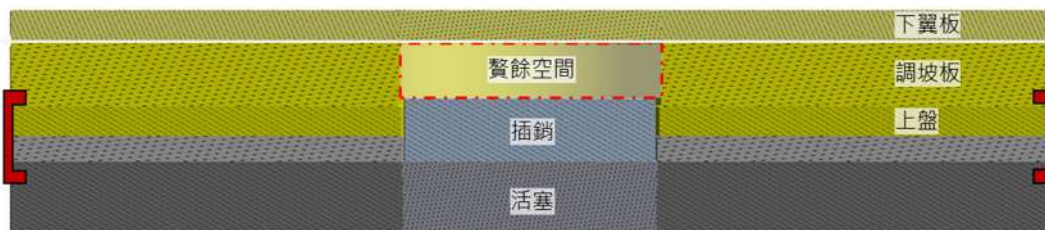


圖 6.2-3 案例(3)：P1317 支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承模型示意圖

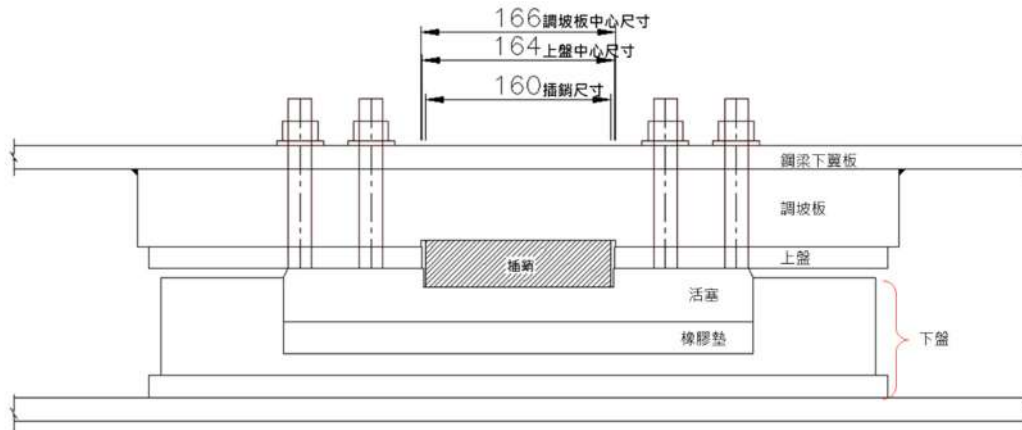


圖 6.2-4 施工圖說 P318 支承尺寸

6.2.2 模擬參數及外力加載

支承底部邊界設定束制 6 個自由度之固定條件，支承破壞模擬參數及外力加載情形說明如下：

1. 依據整體橋梁結構分析所得之支承底部最大加速度歷時輸入於支承下盤，進行支承構件動力歷時分析。
2. 上盤加載上部結構之靜載重及整體橋梁結構分析所得之鋼箱梁對支承之剪力歷時。

3. 不同支承構件如上盤、下盤、活塞、插銷、鋼梁下翼板等鋼材料摩擦係數保守設定為 0.4 (鋼材料摩擦係數約 0.1~0.4)。
4. 案例(3)之抗拉拔裝置以二力桿件束制垂直向位移。

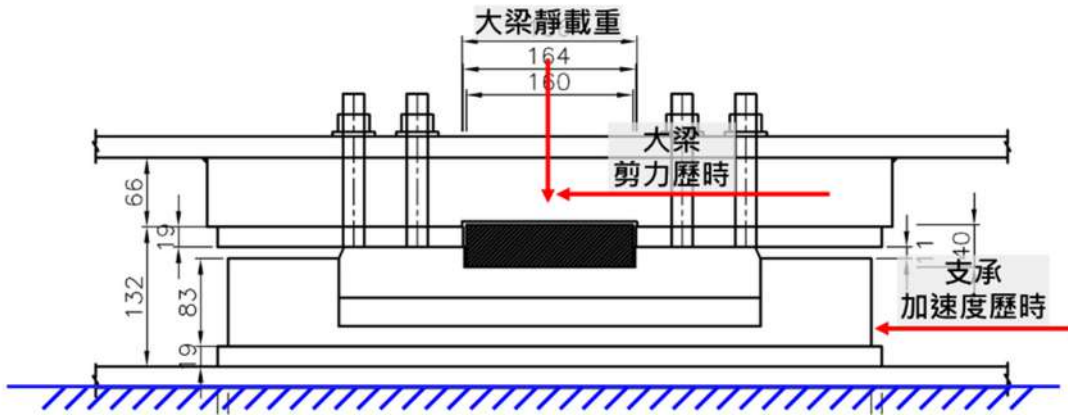


圖 6.2-5 支承破壞模擬外力加載示意圖

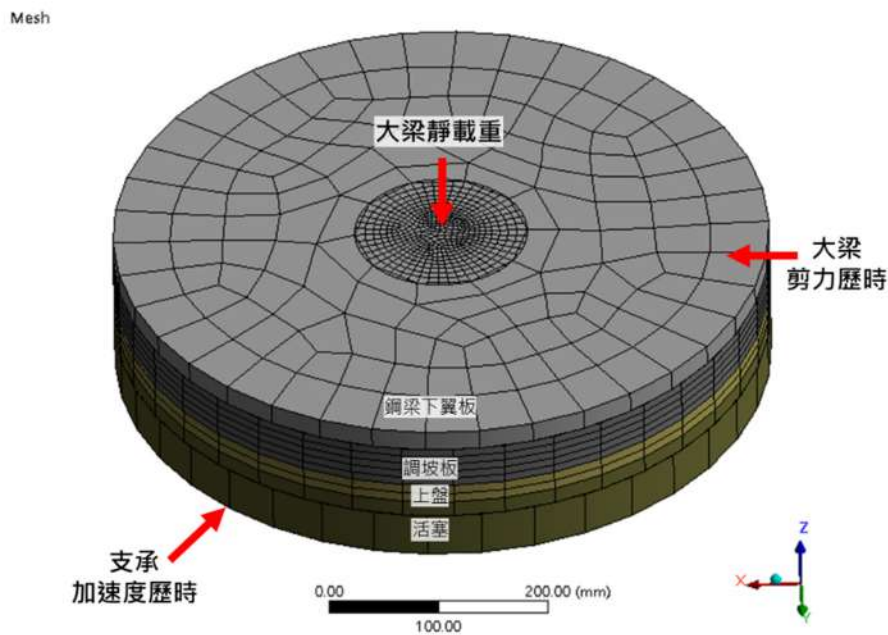


圖 6.2-6 3D 支承模型外力加載示意圖

6.2.3 支承破壞模擬分析結果

P1317 上層梁支承破壞模擬分析結果如表 6.2-1 所示，三種案例支承模擬結果說明如下：

案例(1)：調坡板無銹穿之支承構件配置

由於調坡板無銑穿，並無插銷跳離活塞至調坡板贅餘空間情形。分析結果顯示，左、右側支承分別於 26.42 s 及 26.29 s 時，此時插銷跳離活塞，其垂直位移分別達 2.05 mm 及 2.80 mm，小於下盤與插銷接觸高度 16 mm，因此不會發生與第三章現況調查支承失效之現象。

案例(2)：調坡板銑穿之支承構件配置

由於調坡板銑穿，插銷有跳離活塞至調坡板贅餘空間情形。分析結果顯示，左、右側支承分別於 24.09 s 及 23.49 s 時，插銷底部跳離上、下盤之交界面並卡進贅餘空間。此時插銷跳離活塞，其垂直位移分別達 35.29 mm 及 34.75 mm，已大於下盤與插銷接觸高度 16 mm，支承已失去水平承载力，引致支承上下盤產生水平錯位，因此有第三章現況調查支承失效之現象。

案例(3)：支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承構件配置

由於調坡板銑穿，雖支承裝設抗拉拔裝置以承受拉拔力，插銷仍有跳離活塞至調坡板贅餘空間情形。分析結果顯示，左、右側支承分別於 23.27 s 及 23.28 s 時，插銷底部跳離上、下盤之交界面並卡進贅餘空間。此時插銷跳離活塞，其垂直位移分別達 28.02 mm 及 36.11 mm，已大於下盤與插銷接觸高度 16 mm，支承已失去水平承载力，引致支承上下盤產生水平錯位。結果顯示，即使支承裝設抗拉拔裝置，當調坡板銑穿時仍會發生第三章現況調查支承失效之現象。

P1318 上方梁支承破壞模擬分析結果如表 6.2-2 所示，三種案例支承模擬結果說明如下：

案例(1)：調坡板無銑穿之支承構件配置

由於調坡板無銑穿，並無插銷跳離活塞至調坡板贅餘空間情形。分析結果顯示，左、右側支承分別於 26.43 s 及 24.24 s 時，此時插銷跳離活塞，其垂直位移分別為 2.07 mm 及 4.78 mm，小於下盤與插銷接觸高度 16 mm，因此不會發生與第三章現況調查支承失效之現象。

案例(2)：調坡板銑穿之支承構件配置

由於調坡板銑穿，插銷有跳離活塞至調坡板贅餘空間情形。分析結果顯示，左、右側支承分別於 28.5 s 及 24.61 s 時，插銷底部跳離上、下盤之交界面並卡進贅餘空間。此時插銷跳離活塞，其垂直位移分別達 36.34 mm 及 36.03 mm，已大於下盤與插銷接觸高度 16 mm，支承已失去水平承载力，引致支承上下盤產生水平錯位，因此有第三章現況調查支承失效之現象。

案例(3)：支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承構件配置

由於調坡板銑穿，雖支承裝設抗拉拔裝置以承受拉拔力，插銷仍有跳離活塞至調坡板贅餘空間情形。分析結果顯示，左、右側支承分別於 23.25 s 及 24.43 s 時，插銷底部跳離上、下盤之交界面並卡進贅餘空間。此時插銷跳離活塞，其垂直位移分別達 36.28 mm 及 33.64 mm，已大於下盤與插銷接觸高度 16 mm，支承已失去水平承載力，引致支承上下盤產生水平錯位。結果顯示，即使支承裝設抗拉拔裝置，當調坡板銑穿時仍會發生第三章現況調查支承失效之現象。

表 6.2-1 P1317 支承破壞模擬分析結果

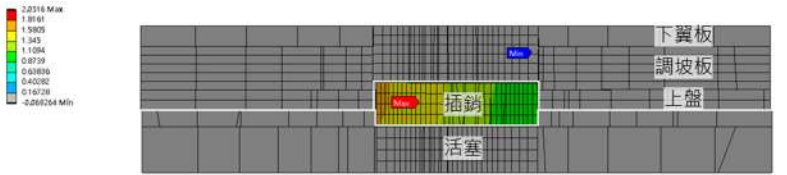
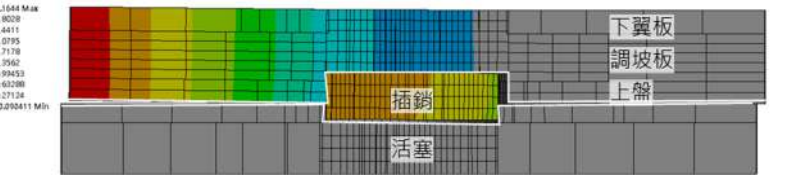
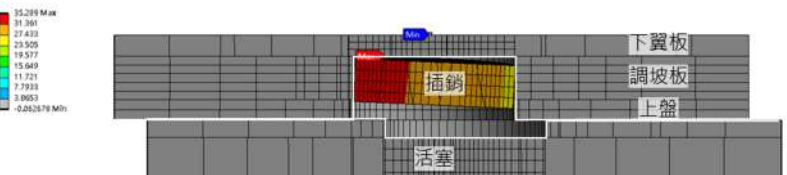
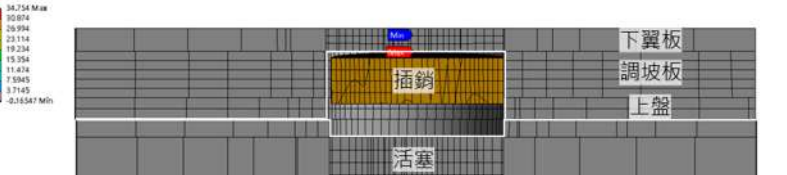
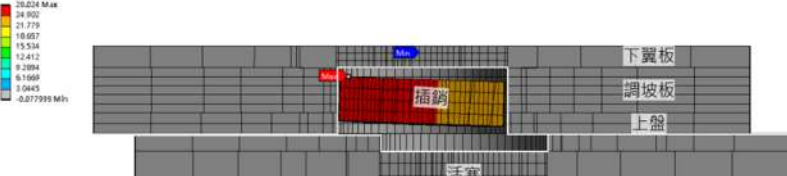
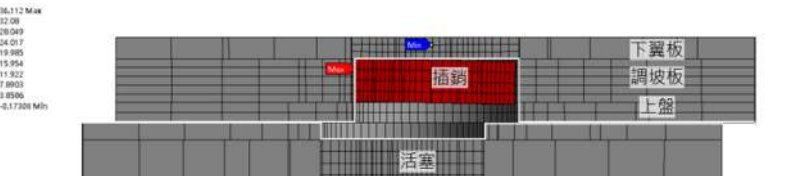
P1317	上方左側支承	上方右側支承
案例(1)		
案例(2)		
案例(3)		

表 6.2-2 P1318 支承破壞模擬分析結果

P1318	上方左側支承	上方右側支承
<p>案例一</p>		
<p>案例二</p>		
<p>案例三</p>		

6.3 P1217~P1218 橋梁結構模擬分析

6.3.1 設計圖說資料

P1217~P1218 為單跨簡支梁橋，其橋梁結構立面圖如圖 6.3-1 所示，橋跨長度為 33 m，基礎採用樁基礎、下部結構為鋼橋墩、上部結構為單箱鋼箱型梁，上、下部結構以盤式支承連接，結構配置 P1217 為鉸接端(F)、P1218 為活動端(M)。

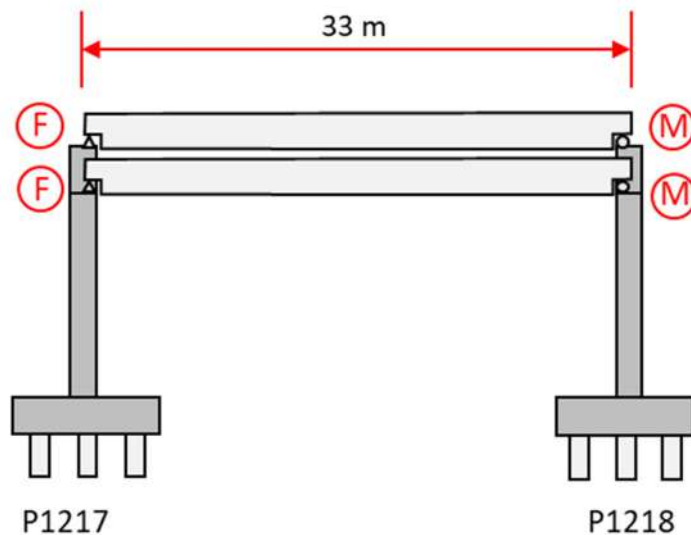


圖 6.3-1 P1217~P1218 橋梁結構配置立面圖

P1217~P1218 上部結構為鋼箱型梁，梁寬度 2.64 m、梁深度為 1.8 m，伸縮縫處採用切梁配置，深度為 0.9 m。P1217~P1218 鋼橋墩尺寸如表 6.3-1 所示，橋墩立面圖詳圖 6.3-2 所示，工程材料配置與 P1316~P1319 連續梁段相同，詳閱表 6.1-2 與表 6.1-3。

表 6.3-1 P1217~P1218 之鋼橋墩尺寸

橋墩編號	橋墩高度(M) (基礎頂至上層帽梁頂)	下層墩柱尺寸(M) (行車向 x 垂直行車向)	上層墩柱尺寸(M) (行車向 x 垂直行車向)
P1217	19.27	1.8 x 2	1.8 x 0.9
P1218	19.27	1.8 x 2	1.8 x 0.9

6.3.2 結構模型建立

P1217~P1218 模型建立係依據工程設計圖說，除建立 P1217~P1218 橋梁單元外，亦考量軌道連續及邊跨對 P1217~P1218 橋梁單元之影響，並於模型中建立 P1216 及 P1219 之橋跨段，如圖 6.3-3 所示。

上部結構鋼箱梁模型建立說明與連續梁段相同，詳見第 6.1.2 節描述。P1216~P1219 依土壤性質、基礎結構尺寸於模型墩柱底部設定勁度彈簧，如表 6.3-2 所示。

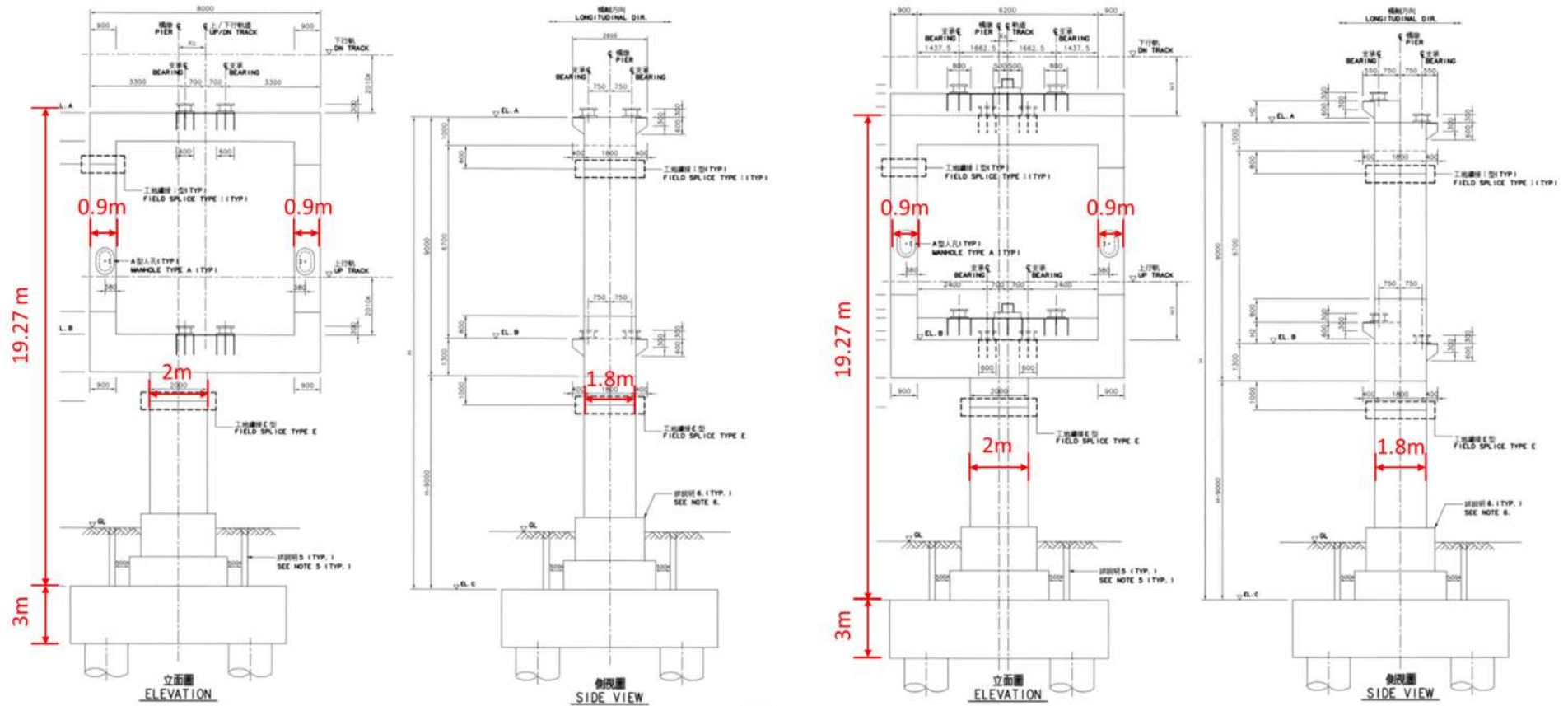
表 6.3-2 P1216~P1219 土壤彈簧勁度設定

墩柱編號	K_X tf/m	K_Y tf/m	K_Z tf/m	$K_{\theta X}$ tf-m/ rad	$K_{\theta Y}$ tf-m/ rad	$K_{\theta Z}$ tf-m/ rad
P1216	28837.8	28837.8	270399	2021862.716	7227055.111	847109.8693
P1217	28837.8	28837.8	270399	2021862.716	7227055.111	847109.8693
P1218	28837.8	28837.8	270399	2021862.716	7227055.111	847109.8693
P1219	28837.8	28837.8	270399	2021862.716	7227055.111	847109.8693

依工程設計圖說，DF112 標鋼墩柱內有灌注自充填混凝土，鋼墩柱內混凝土與鋼板進行適當束制，模型設置如圖 6.1-8 所示。另考量附屬結構物：扣件、混凝土構件、護欄、隔音牆、電力與訊號線、制振混凝土等自重如表 6.3-3 所示。除制振混凝土自重作用於鋼箱梁底部外，其餘附屬結構物重量作用橋面板上方。

表 6.3-3 附屬結構物重量

項目	單位重量
1. 扣件	0.236 tf/ m
2. 電纜溝槽、維修走道等混凝土構件	0.220 tf/ m
3. 隔音牆	0.136 tf/ m
4. 電力線、訊號線等	0.200 tf/ m
5. 制振混凝土	0.8384 tf/ m
6. 雜項(假設橋面寬 4.325m 之 5%)	0.216 tf/ m
小計	1.8464 tf/ m



(c)P1217、1218

(d)P1216、1219

圖 6.3-2 P1216~P1219 鋼橋墩立面圖

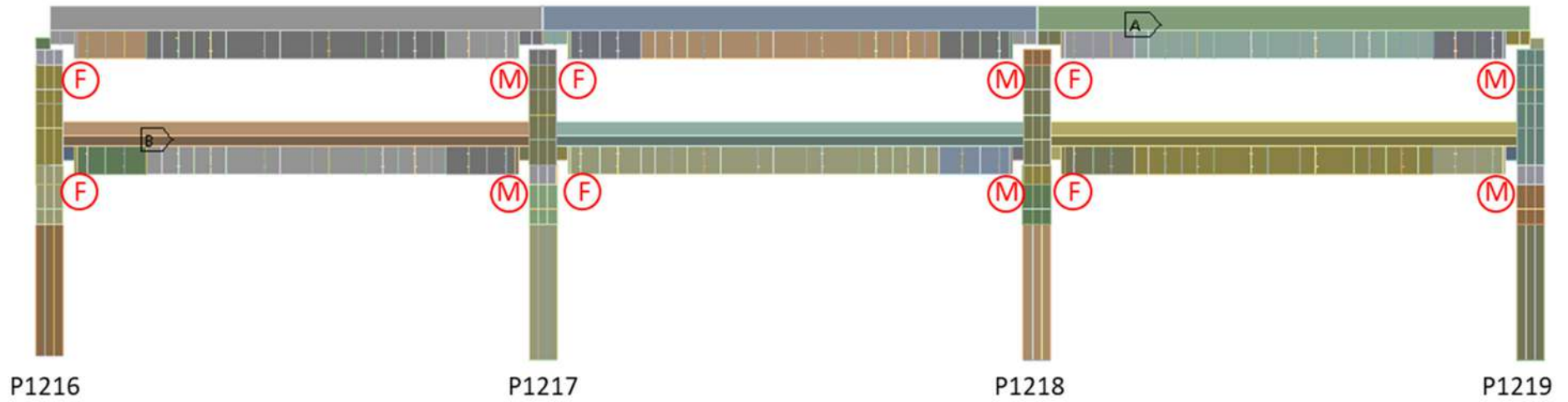


圖 6.3-3 P1216~P1219 分析結構模示意圖

6.3.3 結構模態分析

模型建立完成後進行結構模態分析，分析結果如圖 6.3-4 所示。第 1 模態為垂直行車向振態，週期為 1.24 s；第 2 模態為行車向振態，週期為 1.173 s；上層帽梁垂直向振態為第 12 模態，週期為 0.328 s。

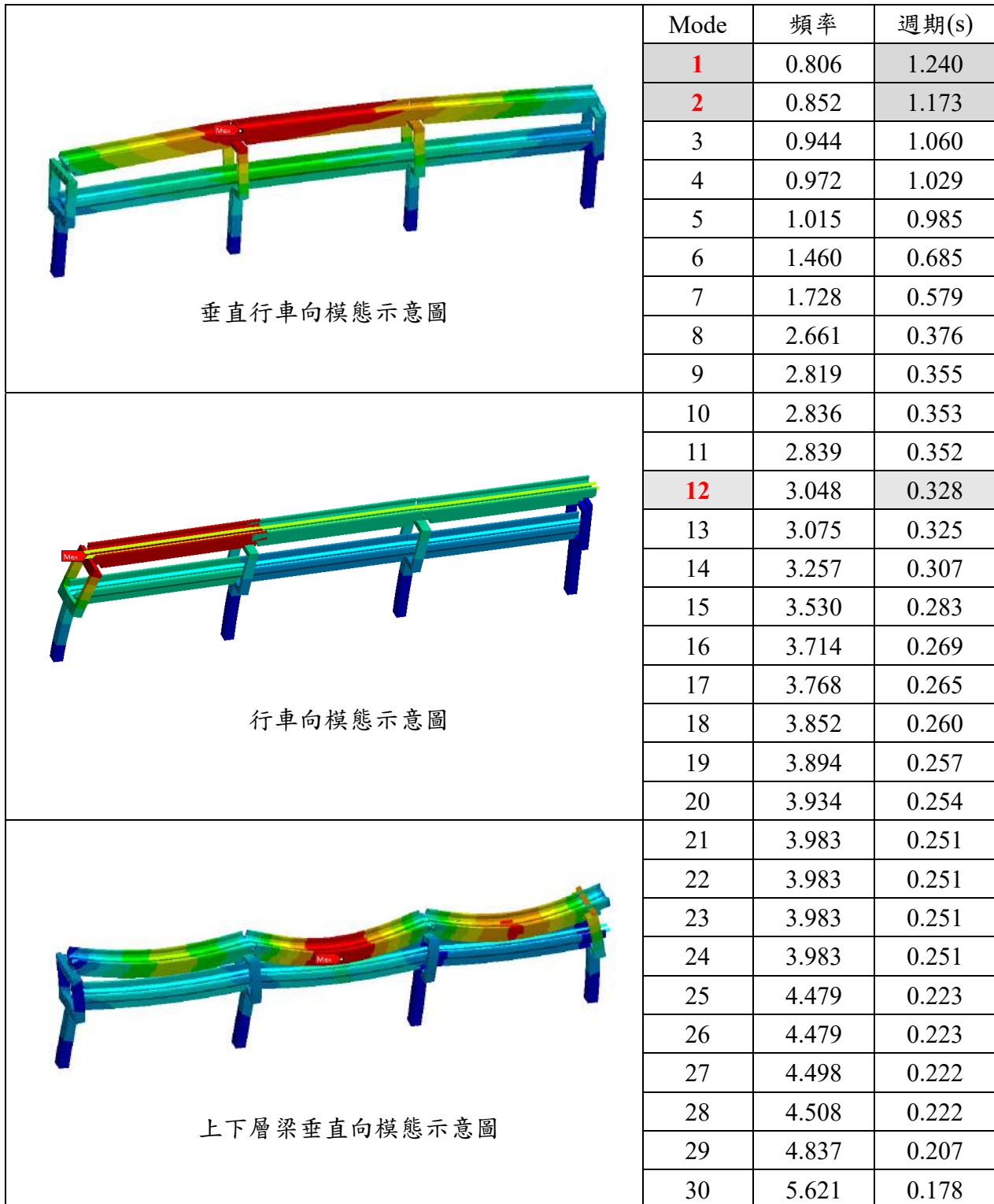


圖 6.3-4 P1216~P1219 模態分析圖

各模態下各方向的參與質量值結果如表 6.3-4 所示。

表 6.3-4 P1216~P1219 各模態下不同方向之參與質量

Mode	X 向	Y 向	Z 向	ROTX 向	ROTY 向	ROTZ 向
1	0.006%	74.923%	0.000%	90.884%	0.001%	2.534%
2	64.110%	0.010%	0.035%	0.011%	16.357%	0.000%
3	13.071%	0.000%	0.005%	0.000%	4.346%	0.002%
4	0.185%	0.000%	0.000%	0.000%	0.050%	0.005%
5	0.000%	0.267%	0.000%	0.326%	0.000%	60.349%
6	0.001%	5.584%	0.000%	5.950%	0.000%	0.003%
7	0.000%	1.416%	0.000%	1.464%	0.000%	17.236%
8	0.003%	11.152%	0.001%	1.047%	0.000%	0.669%
9	4.253%	0.002%	0.345%	0.000%	0.474%	0.002%
10	9.147%	0.000%	0.095%	0.000%	0.093%	0.000%
11	0.947%	0.001%	1.949%	0.000%	0.138%	0.001%
12	0.227%	0.000%	53.251%	0.000%	6.465%	0.002%
13	0.001%	0.004%	0.011%	0.000%	0.002%	9.137%
14	0.190%	0.000%	0.525%	0.000%	27.386%	0.000%
15	0.331%	0.000%	2.029%	0.000%	0.847%	0.000%
16	1.366%	0.000%	12.525%	0.000%	0.231%	0.000%
17	0.558%	0.000%	2.495%	0.000%	2.151%	0.000%
18	0.521%	0.001%	0.652%	0.000%	4.904%	0.000%
19	0.002%	1.045%	0.005%	0.047%	0.017%	0.048%
20	0.817%	0.001%	2.834%	0.000%	6.158%	0.000%
21	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
22	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
23	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
24	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
25	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
26	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
27	0.003%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%
28	0.076%	0.000%	0.002%	0.000%	0.001%	0.000%
29	0.000%	0.002%	0.000%	0.000%	0.000%	2.230%
30	0.000%	0.076%	0.000%	0.008%	0.000%	0.021%

6.3.4 0403 地震模擬分析

0403 地震模擬分析採用 TAP032 積穗國小測站所得加速度歷時，相關輸入資料與參數詳閱第 6.1.4 節。

將上述地震歷時，進行 P1217~P1218 整體橋梁結構分析，並求得各支承之受力與加速度歷時資料。依結果得知，P1217 支承最大加速度發生於分析時間第 20~30 s，後續將此區間所得支承加速度作為第 6.4 節支承破壞與分析之輸入。分析所得 P1217 支承最大加速度與 TAP032 積穗國小測站所得之地表加速度比較如圖 6.1-5 所示。P1217 上層梁支承所受最大加速度與 TAP032 積穗國小測站測得之最大地表加速度比值詳表 6.3-5 所示。

表 6.3-5 P1217 整體橋梁結構分析所得支承之最大加速度值及與地表加速度比值

上方支承	P 1217 左側		P 1217 右側	
	加速度(gal)	比值	加速度(gal)	比值
行車向 Max	313.214	1.71	307.596	1.68
行車向 Min	-298.425	2.55	-298.830	2.55
垂直行車向 Max	580.754	2.70	581.011	2.70
垂直行車向 Min	-732.449	3.69	-731.530	3.68
垂直向 Max	53.659	0.91	41.923	0.71
垂直向 Min	-54.762	0.72	-52.447	0.69

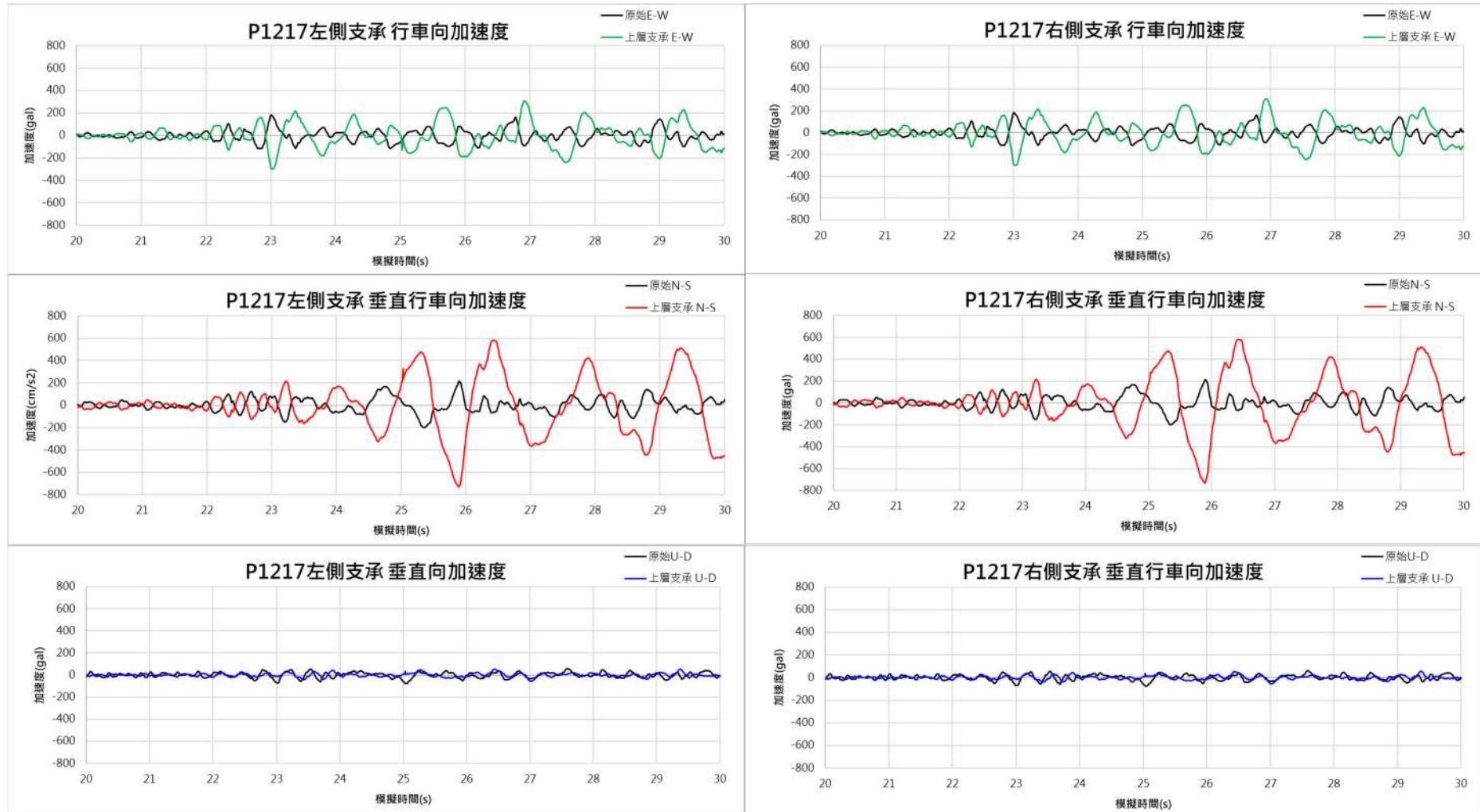


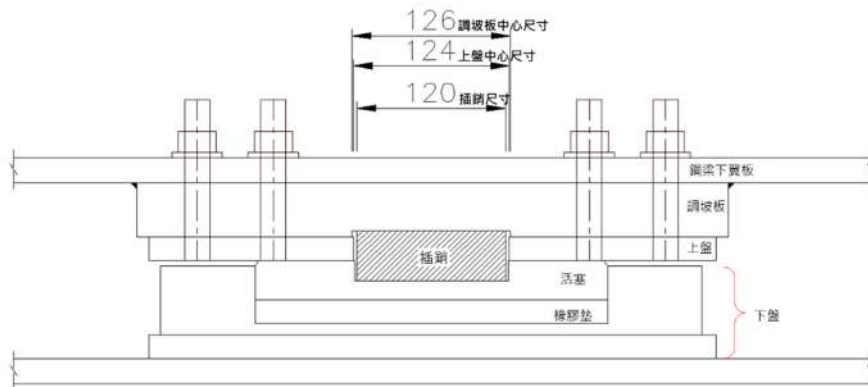
圖 6.3-5 P1217 支承加速度與 TAP032 所得地表加速度

6.4 P1217 支承破壞模擬與分析

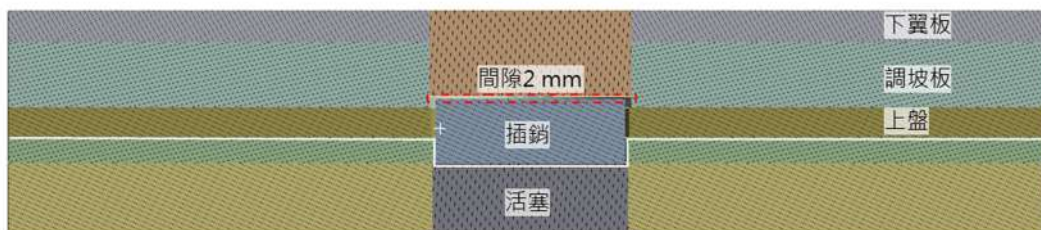
本節採用第 6.3 節所得之支承地震加速度歷時進行盤式支承破壞模擬，並採用與第 6.2 節相同 3 種案例分別進行模擬。模擬參數及外力加載詳見第 6.2.2 節。

6.4.1 支承模型

依施工圖說(圖號:CF650/0/SE131/TS 0002)，P1217 之支承型式為 F150-1-SS，支承尺寸如圖 6.4-1(a)所示，建立案例(1)支承模型示意圖如圖 6.4-1(b)所示、案例(2) 支承模型示意圖如圖 6.4-2 所示及案例(3)支承模型示意圖如圖 6.4-3 所示。。其中上錨碇板銑孔半徑大於插銷半徑 2 mm；調坡板銑孔半徑大於插銷半徑 3 mm。



(a) 施工圖說 P1217 支承尺寸



(b) 依施工圖說建立 P1217 支承模型示意圖

圖 6.4-1 案例(1)：P1217 支承尺寸及調坡板未銑穿之支承模型示意圖

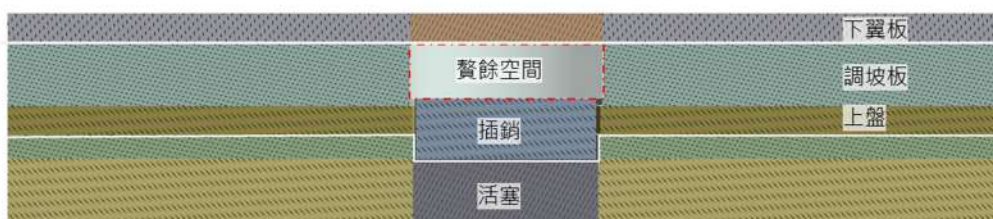


圖 6.4-2 案例(2)：P1217 調坡板銑穿之支承模型示意圖

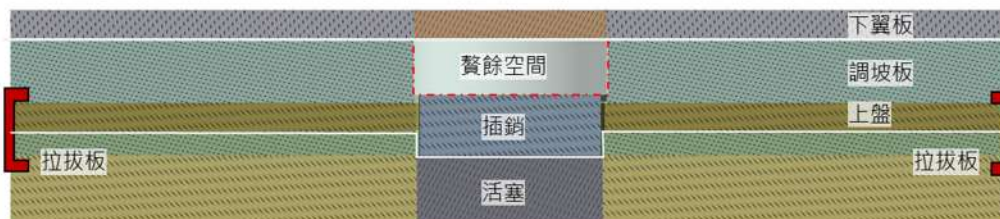


圖 6.4-3 案例(3)：P1217 支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承模型示意圖

6.4.2 支承破壞模擬分析結果

P1217 上層梁支承破壞模擬分析結果如表 6.4-1 所示，三種案例支承模擬結果說明如下：

案例(1)：調坡板無銑穿之支承構件配置

由於調坡板無銑穿，並無插銷跳離活塞至調坡板贅餘空間情形。分析結果顯示，左、右側支承分別於 24.61 s 及 29.35 s 時，此時插銷跳離活塞，其垂直位移分別為 0.63 mm 及 2.14 mm，小於下盤與插銷接觸高度 16 mm，因此不會發生與第三章現況調查支承失效之現象。

案例(2)：調坡板銑穿之支承構件配置

由於調坡板銑穿，插銷有跳離活塞至調坡板贅餘空間情形。分析結果顯示，左、右側支承分別於 22.83 s 及 22.86 s 時，插銷底部跳離上、下盤之交界面並卡進贅餘空間。此時插銷跳離活塞，其垂直位移分別達 29.07 mm 及 36.14 mm，已大於下盤與插銷接觸高度 16 mm，支承已失去水平承載力，引致支承上下盤產生水平錯位，因此有第三章現況調查之支承失效之現象。

案例(3)：支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承構件配置

由於調坡板銑穿，雖支承裝設抗拉拔裝置以承受拉拔力，插銷仍有跳離活塞至調坡板贅餘空間情形。分析結果顯示，左、右側支承分別於 20.26 s 及 22.52 s 時，插銷底部跳離上、下盤之交界面並卡進贅餘空間。此時插銷跳離活塞，其垂直位移分別達 30.94 mm 及 18.20 mm，已大於下盤與插銷接觸高度 16 mm，支承已失去水平承載力，引致支承上下盤產生水平錯位。結果顯示，即使支承裝設抗拉拔裝置，當調坡板銑穿時仍會發生第三章現況調查支承失效之現象。

表 6.4-1 P1217 支承於不同案例之分析結果

P1217	上方左側支承	上方右側支承
案例(1)		
案例(2)		
案例(3)		

6.5 小結

本章依據工程圖說針對連續梁段 P1316~P1319 及簡支梁段 P1217~P1218 建立橋梁幾何結構模型，以 TAP032 積穗國小測站所測得之地表加速度進行整體橋梁結構分析，本次破壞之固定型(含固定型抗上揚)支承分析結果之加速度值及與地表加速度比值詳表 6.5-1 及表 6.5-2 所示，顯示支承於地震力作用下之水平向加速度值已明顯放大。最後，再以求得之支承地震歷時進行案例(1)調坡板無銑穿之支承構件配置、案例(2)調坡板銑穿之支承構件配置及案例(3)具抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承構件配置破壞模擬分析。

表 6.5-1 P1317~P1318 整體橋梁結構分析所得支承之最大加速度值及與地表加速度比值

上方支承	P 1317 左側		P 1317 右側		P 1318 左側		P 1318 右側	
	加速度 (gal)	比值	加速度 (gal)	比值	加速度 (gal)	比值	加速度 (gal)	比值
行車向 Max	317.884	1.73	312.847	1.70	311.472	1.70	311.297	1.70
行車向 Min	-400.576	3.42	-397.876	3.40	-395.989	3.38	-396.802	3.39
垂直行車向 Max	548.358	2.55	548.335	2.55	580.347	2.70	580.348	2.70
垂直行車向 Min	-333.082	1.68	-333.016	1.68	-378.950	1.91	-378.962	1.91
垂直向 Max	104.612	1.78	49.851	0.85	27.147	0.46	23.879	0.41
垂直向 Min	-131.778	1.72	-64.749	0.85	-34.540	0.45	-24.601	0.32

表 6.5-2 P1217 整體橋梁結構分析所得支承之最大加速度值及與地表加速度比值

上方支承	P 1217 左側		P 1217 右側	
	加速度(gal)	比值	加速度(gal)	比值
行車向 Max	313.214	1.71	307.596	1.68
行車向 Min	-298.425	2.55	-298.830	2.55
垂直行車向 Max	580.754	2.70	581.011	2.70
垂直行車向 Min	-732.449	3.69	-731.530	3.68
垂直向 Max	53.659	0.91	41.923	0.71
垂直向 Min	-54.762	0.72	-52.447	0.69

案例分析結果彙整如表 6.5-3 所示，分析結果顯示當調坡板未被銑穿時，插銷於調坡板、上盤及活塞間無發生插銷底部跳離活塞至贅餘空間可能，可確保支承於地震當下發揮功能。當調坡板被銑穿時，即使具有抗拉拔裝置仍會有失效之情形。

表 6.5-3 各支承於不同案例之分析結果

上層梁支承	P1317 左側	P1317 右側	P1318 左側	P1318 右側	P1217 左側	P1217 右側
案例(1) 調坡板無銑穿	未失效	未失效	未失效	未失效	未失效	未失效
案例(2) 調坡板銑穿	失效	失效	失效	失效	失效	失效
案例(3) 具抗拉拔裝置且調坡板銑穿	失效	失效	失效	失效	失效	失效

第7章 橋梁災害原因探討

0403 地震造成新北環狀線板新站至橋和站間及景平路段，連接鋼箱梁與橋墩之盤式支承損壞，進而導致 11 處鋼箱梁偏移，經調查，除 P1316~P1319 之上部結構為三跨連續鋼箱梁外，其餘皆是簡支鋼箱梁結構。其中，雙層疊式連續梁段之下部結構為樹枝狀橋墩，其上層梁盤式支承皆產生損壞；而簡支鋼箱梁之側向偏移，則為鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承損壞導致。

板新站至橋和站間之高架路段橋梁採疊式高架橋設計，上構鋼箱梁為雙層疊式配置，橋墩配合疊式線形在有限的距離(約 2 km)內由單層式高架橋一般橋墩變化為樹枝狀橋墩，再變化為疊式橋墩之特殊結構型式，其中板新站至橋和站間之橋墩配合跨越台 64 線高度約達 20~28 m。DF112 標之捷運橋梁結構系統在國內為首次案例，在國外亦屬罕見，不論於設計或施工皆極具挑戰性及困難度。

本學會依據新北市土木技師公會現況調查結果與初步結論(第 3.3 節)，審視相關結構計算書、設計圖與施工圖，並邀請設計單位、施工單位與維管單位分別說明其轄管工作內容，再以復原工程鋼箱梁頂升後，觀察支承之實際損壞狀況作為佐證，執行三維有限元素數值分析，研判支承破壞成因為鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承上方之調坡板在施作時，其厚度被完全銑穿至鋼箱梁下翼板，致使插銷上方留有贅餘空間，導致在本次地震作用下，插銷向上跳躍進入贅餘空間，使得插銷底部脫離支承上、下盤之交界面進而喪失抗剪能力，因而造成支承失效引致鋼箱梁產生錯位。

茲詳述如下：

7.1 支承構造機制

支承系統係指將上部結構力傳遞至下部結構之構件組合，一般包括垂直力傳遞、水平力傳遞及抗拉拔機制等，因此支承構造之設計須能確保其傳力機制之發揮。本工程橋梁支承為盤式支承，依支承功能分類計有：雙向活動型、固定型(含固定型抗上揚)、單向型(含單向型抗上揚)等類型，本次地震損壞之支承型式有**固定型(含固定型抗上揚)**及**單向型抗上揚**，其構造及機制分別說明如下：

- **固定型(含固定型抗上揚)支承：破壞發生於簡支梁段鉸接端及連續梁段 P1317、P1318**

圖 7.1-1 為本工程固定型盤式支承構造機制示意圖，其中上錨碇板(上盤)藉螺栓和鋼梁下翼板與調坡板結合，盤式支承主體有活塞、銅環、橡膠墊等，底盆與下錨碇板藉由銲接鎖固於橋墩帽梁上，而插銷則為支承上下盤間之主要傳遞水平力構造。若支承設計載重有拉力情形，則需設置抗拉拔裝置，如**圖 7.1-2**所示，其兩側設有拉拔板，以抵抗外力產生之拉拔力。

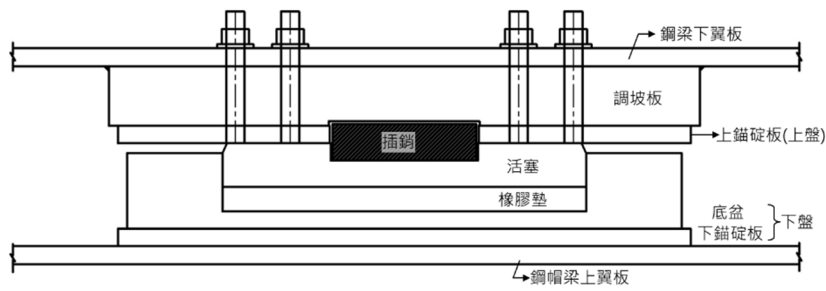


圖 7.1-1 固定型盤式支承構造示意圖

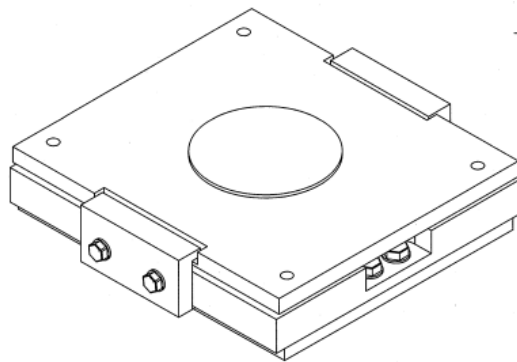


圖 7.1-2 固定型抗上揚盤式支承

固定型(含固定型抗上揚)支承的水平傳力機制如圖 7.1-3 所示，錨碇板和上方調坡板間(剪力面 A)水平力傳遞主要仰賴插銷和上錨碇螺栓；錨碇板和下方活塞間(剪力面 B)水平力傳遞僅仰賴插銷。根據第三章現況調查結果，簡支鋼箱梁鉸接端支承破壞面主要在剪力面 B，顯示實際插銷未能如預期發揮其傳遞水平力功能。

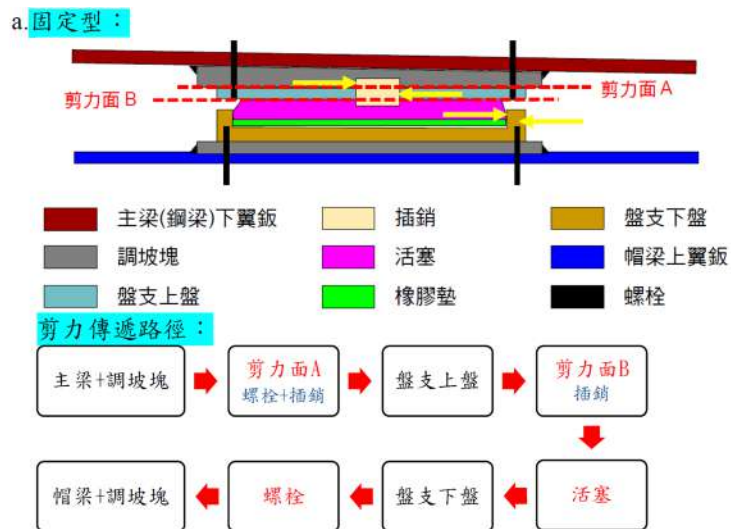


圖 7.1-3 施工單位提供之固定型支承水平力傳遞機制 (摘自附錄三)

• 單向型抗上揚支承：破壞發生於連續梁段 P1316、P1319

圖 7.1-4 為單向型抗上揚盤式支承構造機制示意圖，其中上錨碇板(上盤)藉螺栓和鋼梁下翼板與調坡板結合，盤式支承主體有活塞、銅環、橡膠墊等，支承下盤藉由銲接鎖固於橋墩帽梁上，而導軌則為支承上下盤間之主要傳遞水平力構造，其兩側設有拉拔板，以抵抗外力產生之拉拔力。施工階段採用加裝夾具板方式進行上錨碇板與鋼箱梁接合處螺栓補強，利用補強夾具板鎖固支承上錨碇板，再與上部結構調坡板接合來傳遞水平力。

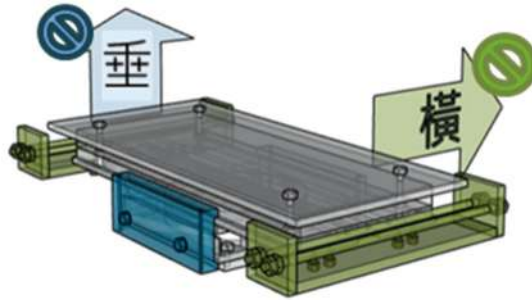


圖 7.1-4 單向型抗上揚盤式支承

連續梁段活動端單向型抗上揚支承之水平傳力機制，如圖 7.1-5 所示，調坡板與上盤滑動板間（剪力面 A）水平力傳遞主要靠螺栓和夾具板（附錄三寫插銷，應是誤植）；上盤滑動板和活塞間（剪力面 B）剪力傳遞係仰賴導軌。根據第三章現況調查結果，單向型抗上揚支承破壞面主要為剪力面 A，調坡板與上盤滑動板完全脫離，此外，其他連帶損傷包括上錨碇螺栓斷裂，補強夾具板鬆脫或掉落，部分拉拔板螺栓斷裂並掉落等。結果顯示上錨碇螺栓和夾具板之抗剪強度不足以抵抗本次地震造成之水平力，其損害原因推估為連續梁段 P1317 及 P1318 鉸接端固定型支承先失效，而使 P1316 及 P1319 活動端單向型抗上揚支承須承載更大水平力，超出其垂直行車向抗剪強度。

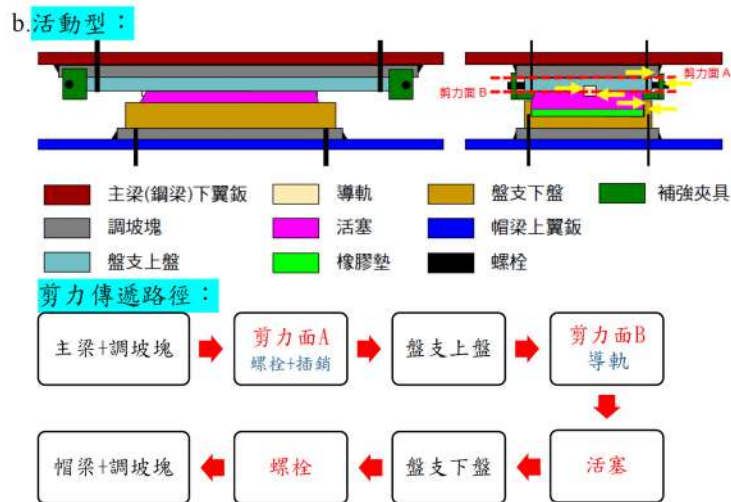


圖 7.1-5 施工單位提供之單向型抗上揚支承水平力傳遞機制 (摘自附錄三)

7.2 橋梁災害原因

本次橋梁支承破壞成因研判為鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承上方之調坡板在施作時，其厚度被完全銑穿至鋼箱梁下翼板，致使插銷上方留有贅餘空間，導致在本次地震作用下，造成插銷向上跳躍進入贅餘空間，使得插銷底部脫離支承上、下盤之交界面進而喪失抗剪能力，因而造成支承失效引致鋼箱梁產生錯位。

經調閱施工圖(圖號:CF650/0/SE131/ TS 0001~0017)如圖 7.2-1，調坡板僅銑孔 5mm 深度，惟 0403 地震發生後，113 年 5 月進行現場調查時，量測 P1217 調坡板之銑孔深度達 41 mm (60 mm-19 mm)，P1218 現況照片可見調坡板銑空至鋼梁下翼板，如圖 7.2-2 所示。

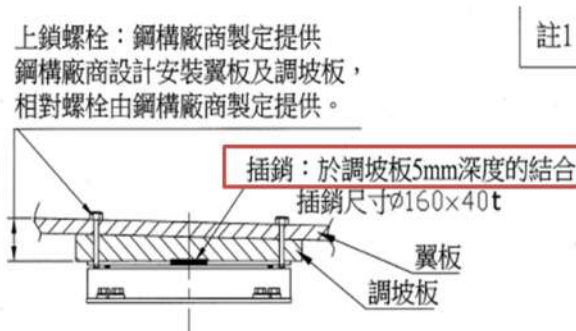


圖 7.2-1 施工圖調坡板銑孔深度圖

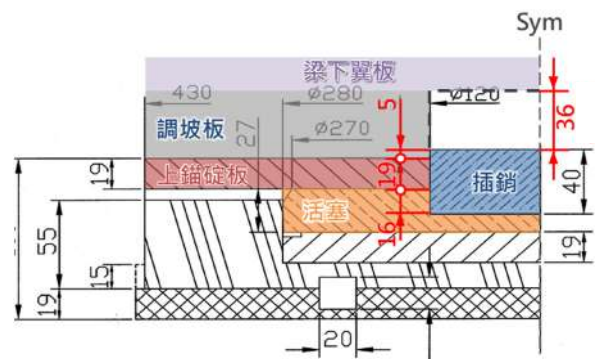
「台北都會區大眾捷運系統環狀線 CF650 區段標工程 CF650 區段標 Y8 至 Y14 盤式支承施工圖第 F 版」，民國 104 年 06 月 24 日



(a) P1217 調坡板及上錨碇板深度 60 mm



(b) P1218LF 調坡板銑空深度照片



(c) P1217 支承銑孔深度示意圖

圖 7.2-2 現場調查時，銑孔深度照片及示意圖

P1216~P1217 簡支梁進行復原工程時，鋼箱梁頂升後 P1216LN 支承插銷卡在上盤，另一 P1216RN 支承插銷留在錯位下方之照片，如圖 7.2-3 所示。



圖 7.2-3 P1216~1217 簡支梁復原工程，鋼箱梁頂升前後之現況照片

P1302~P1303 簡支梁進行復原工程時，鋼箱梁頂升後 P1303RN 支承插銷卡在上盤，另一 P1303LN 支承插銷留在錯位下方之照片，如圖 7.2-4 所示。



圖 7.2-4 P1302~P1303 簡支梁復原工程，鋼箱梁頂升前後之照片

有關簡支梁段 P1217 支承及連續梁段 P1318 支承，以 0403 地震歷時進行案例(1) 調坡板無銹穿之支承構件配置；案例(2) 調坡板銹穿之支承構件配置；案例(3) 支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銹穿之支承構件配置，進行數值分析模擬結果，如圖 7.2-5 所示。分析結果顯示當調坡板未被銹穿時，插銷於調坡板、上盤及活塞間無發生插銷底部跳離活塞至贅餘空間可能，可確保支承於地震當下發揮功能。當調坡板被銹穿時，即使具有抗拉拔裝置仍會有失效之情形。

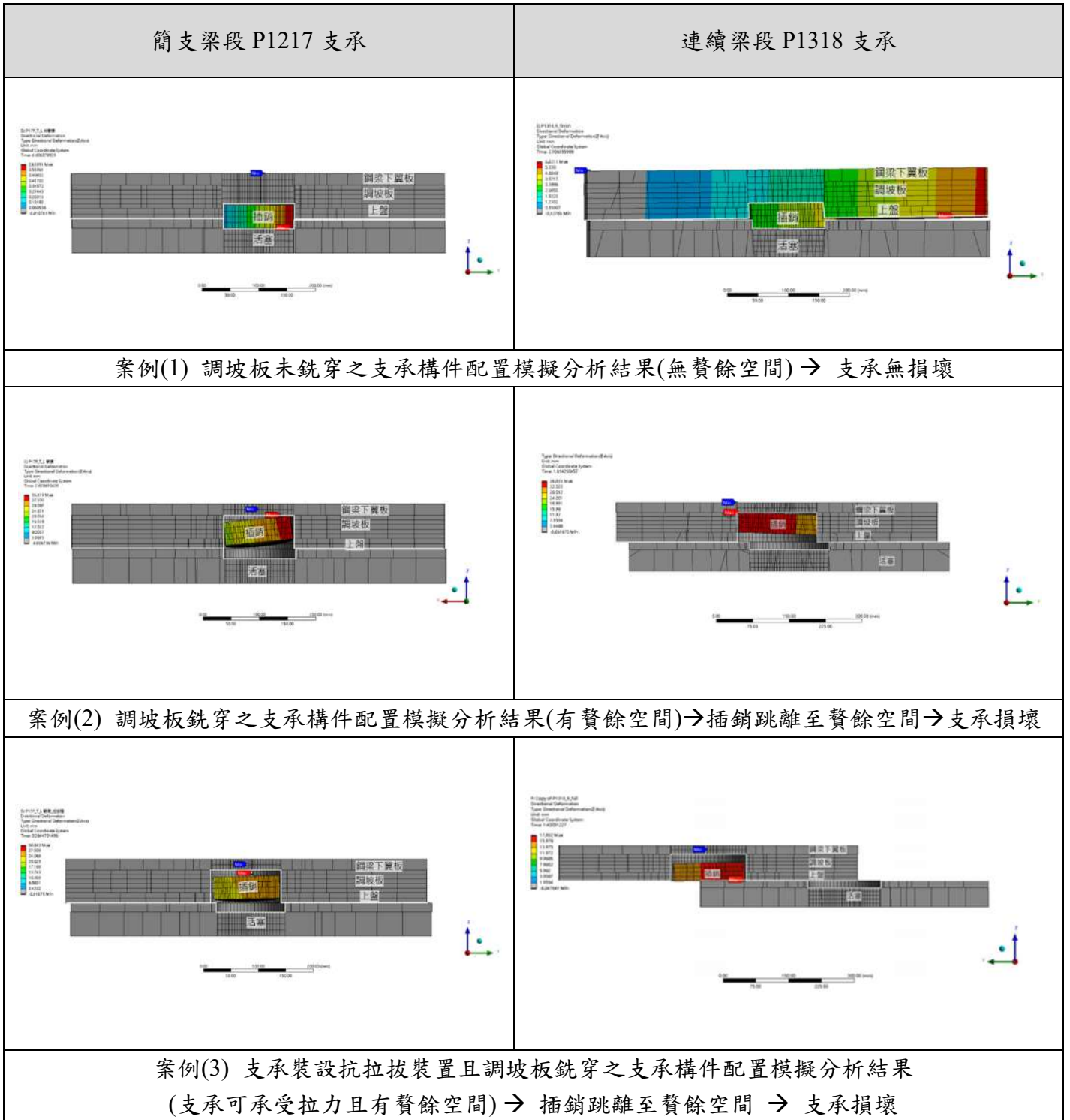


圖 7.2-5 P1217 及 P1318 支承數值分析模擬結果

支承系統係指將上部結構力傳遞至下部結構之構件組合，因此支承構造之設計須能確保其傳力機制之發揮，而插銷為本工程固定型(固定型抗上揚)盤式支承上下盤間之主要傳遞水平力構造。

0403 地震發生後，進行現場狀況調查時，得知對應插銷處之調坡板銑孔深度大於插銷厚度，調坡板在插銷頂部有贅餘空間，在本次地震發生時，造成插銷向上跳離上下盤之交界面。同時，在新北環狀線復原工作施作時，支承插銷確實有卡在調坡板之贅餘空間內，或插銷掉落在錯位後鋼箱梁下方位置之情事。

另參考復原工程過程拍攝之拆卸後支承照片如圖 7.2-3 及圖 7.2-4 顯示，插銷與調坡板間有明顯之接觸痕跡，研判應是施工階段或營運階段因外力導致插銷與調坡板接觸所致，推論應屬長期接觸效應。

在數值分析方面，爰以本次 0403 地震歷時進行(1) 調坡板未銑穿之支承構件配置；(2) 調坡板銑穿之支承構件配置及(3) 支承裝設抗拉拔裝置且調坡板銑穿之支承構件配置等三種數值分析模擬案例。案例(1)分析結果顯示調坡板若無銑穿時，將不會發生本次橋梁支承損壞及鋼箱梁錯位，案例(2)及案例(3)分析結果顯示，上錨碇板及調坡板有贅餘空間時，皆會發生插銷跳離上下盤之交界面，支承失去傳遞水平力能力之現象。

綜合前述，根據現場損傷調查與數值分析模擬結果顯示，災害主因為鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承上方之調坡板在施作時，其厚度被完全銑穿至大梁下翼板，致使插銷上方留有贅餘空間，導致在本次地震作用下，插銷向上跳躍進入贅餘空間，使得插銷底部脫離支承上、下盤之交界面進而喪失抗剪能力，因而造成支承失效引致鋼箱梁產生錯位。

第8章 總結

為使新北環狀線在安全無虞下儘速恢復營運通車，以減少市民通勤之不便，在地震過後本學會接受新北市政府捷運局及臺北市捷運局共同委託進行復原工作設計與施工規劃之原則審查以及橋梁錯位原因之探討。

為爭取儘速施作復原工程，在尚未完成橋梁錯位現況調查工作之前，有關復原工作設計及施工規劃之原則審查部分，採用優於當時與現行鐵路橋梁耐震規範的標準，強調施作多重保護措施以加強支承系統之耐震能力，如：除須具備符合規範規定之足夠防落長度外，另設置止震裝置及抗拉拔裝置等第二、三道抗震措施，來避免未來再發生類似支承損壞之災害。

在橋梁錯位原因之探討部分，本學會依據新北市土木技師公會現況調查結果與初步結論(第 3.3 節)，審視相關結構計算書、設計圖與施工圖，並邀請設計單位、施工單位與維管單位分別說明其轄管工作內容，再以復原工程鋼箱梁頂升後，觀察支承之實際損壞狀況作為佐證，執行三維有限元素數值分析，研判支承破壞成因為鉸接端固定型(含固定型抗上揚)支承上方之調坡板在施作時，其厚度被完全銑穿至鋼箱梁下翼板，致使插銷上方留有贅餘空間，導致在本次地震作用下，插銷向上跳躍進入贅餘空間，使得插銷底部脫離支承上、下盤之交界面進而喪失抗剪能力，因而造成支承失效引致鋼箱梁產生錯位。

本報告第二章第 2.2 節說明新北環狀線設計時須考量既有環境條件限制，因而有現今的特殊橋梁結構配置；第二章第 2.3 節以新北環狀線附近地震測站所測得之 0403 地震歷時進行探究，產生鋼梁錯位之橋梁位置所受地震能量較新北環狀線其他路段大；第三章為支承損傷調查內容並說明災害原因；第四章就「盤式支承」於設計階段之設計成果進行檢討；第五章就「盤式支承」於施工階段之施工圖說和相關紀錄進行檢討；第六章依據 0403 地震歷時及支承實際現況配置等案例執行三維有限元素數值分析。

依現況調查結果推論 DF112 標工程範圍內之固定型(含固定型抗上揚)支承，其錨碇板上方之調坡板厚度可能與調查結果相同皆銑穿至鋼箱梁下翼板，然而本次災害主要發生於新北環狀線板新站至橋和站間之理由，則可就複雜橋梁結構系統(詳第 8.1 節)及橋址較大之地震歷時(詳第 8.2 節)等二部分，進行相關探究說明如下。

8.1 複雜橋梁結構系統

DF112 標路線自 Y11 中和站起至 Y13 中原站間所在之處多為舊市區且道路彎折狹窄、交通繁忙、路面下管線密佈，為提供足夠之都市消防救災活動空間，且避免嚴重衝擊都市景觀及影響兩側鄰房隱私權、日照權等居住品質，須採佔地空間較小之雙層疊式車站設計，並配合疊式車站採疊式線形之佈設。因此簡支梁段採疊式橋墩設計；連續梁段橋墩則配合疊式轉換至單層式線形，設計為樹枝狀橋墩之特殊結構型式，橋梁結構行為較複雜。

本次鋼箱梁錯位路段之結構配置有三跨連續鋼箱梁及簡支鋼箱梁二種類型，破壞發生於上

層梁，相關結構特性說明如下：

• **三跨連續鋼箱梁 (P1316-P1319)**

本橋梁振動單元位於疊式線形下降至單層式線形之轉換段，為跨越橋下道路之需求，上下層之上部結構採 28+48+34.9 m 三跨連續單鋼箱梁之不對稱跨度配置，前後分別銜接簡支鋼箱梁振動單元，下部結構採樹枝狀鋼橋墩，詳見圖 8.1-1，其墩柱高度配合線形為 22.78~26.34 m，上層及下層鋼梁位置亦有較大高差變化，且上層梁及下層梁分別配置於橋墩中心線左、右側之懸臂帽梁上，形成偏心懸臂結構型式，橋梁結構行為複雜，分析及設計具高度挑戰性及困難度。

• **簡支梁段**

Y13 中車站前之高架段橋梁設計，跨距為 31.5m~33 m 簡支鋼箱梁。本段受限板南路段路寬狹窄，採疊式橋梁設計，詳見圖 8.1-2，其橋墩高度達 19.27 m，上層及下層鋼梁高差有 7.7 m，部分鋼梁與墩柱亦有偏心情形，橋梁結構行為較單層式高架橋複雜。

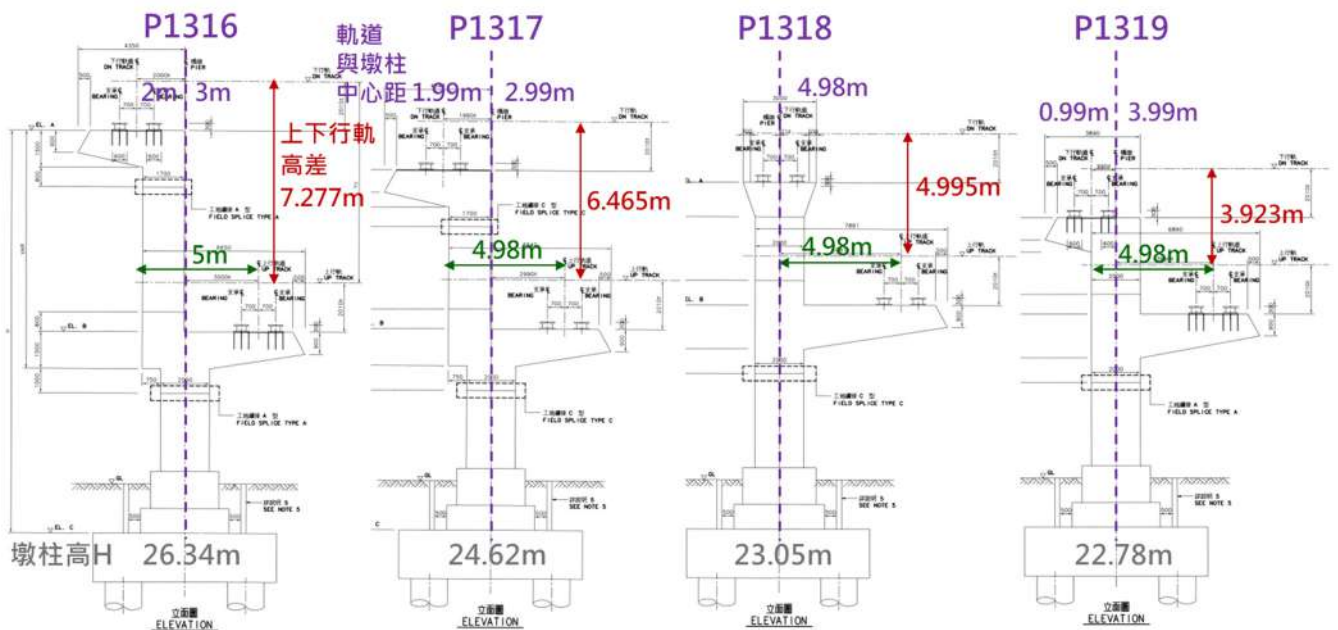


圖 8.1-1 P1316~P1319 下部結構立面圖

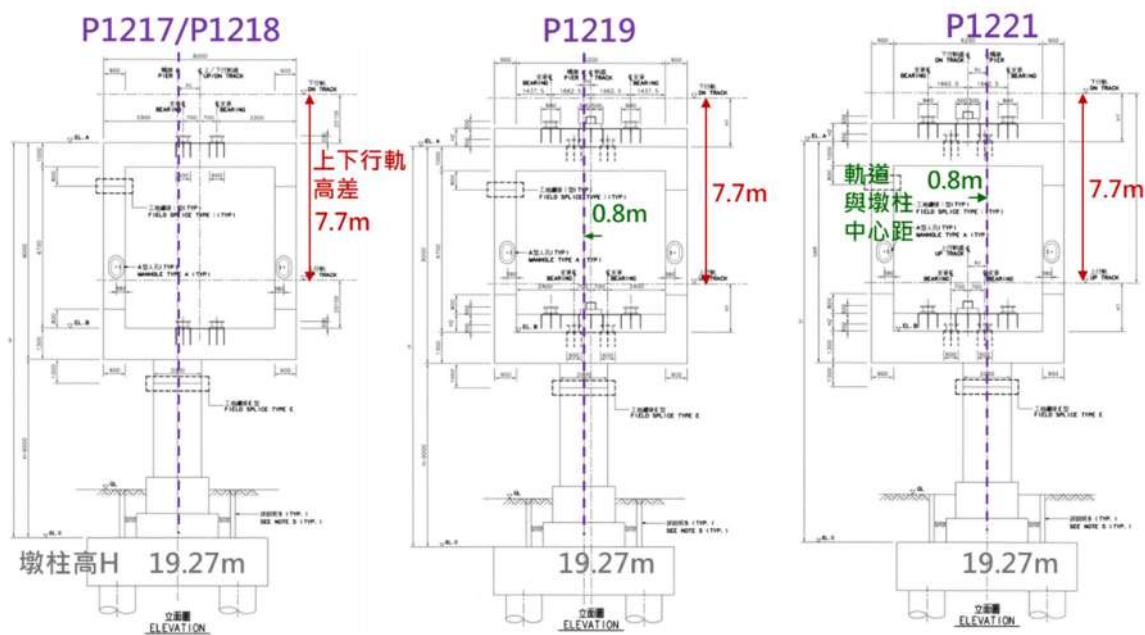


圖 8.1-2 P1217~P1219、P1221 簡支梁段下部結構圖立面圖

8.2 橋址地震特性

根據中央氣象署之地震資料，鄰近新北環狀線之十處測站震度最大為 5 強，最小震度為 4 級，詳見表 2.3-2。由表 2.3-2 紅色框線範圍得知，鄰近本次災害橋梁位置之 TAP026 頂溪國小測站、TAP032 積穗國小測站及 TAP115 安和國小測站南北向最大地表加速度值分別為 224.60 gal、206.77 gal 及 223.17 gal，為新北環狀線鄰近測站地表加速度較大之區域。

由表 2.3-2 黃色框線範圍得知，鄰近本次災害橋梁位置之頂溪國小 TAP026 測站、積穗國小 TAP032 測站、安和國小 TAP115 測站、及埔墘國小 TAP024 測站之最大地表速度值分別為 22.20 cm/sec(南北向)、32.16 cm/sec(南北向)、29.11 cm/sec(南北向)及 20.55 cm/sec(東西向)，其中積穗國小 TAP032 測站最大地表速度值高達 32.16 cm/sec，已屬 5 強震度。

0403 地震鄰近新北環狀線測站所得資料於中和區及永和區確實有較大之地震歷時紀錄，水平向最大地表加速度 PGA 數值為相鄰行政區約 2 倍，詳圖 8.2-1；水平向最大地表速度 PGV 數值為相鄰行政區約 15 倍，詳圖 8.2-2。由此可知，依據中央氣象署測站所得資料，鄰近本次災害橋梁位置所受地震強度及能量較新北環狀線其他測站為大。

依本學會分析連續梁段 P1316~P1319 所得之前 4 個結構振動模態所對應之週期分別為 1.47 s、1.41 s、1.27 s、1.18 s；簡支梁段 P1217~P1218 所得之前 2 個結構振動模態所對應之週期分別為 1.24 s、1.17 s。參照第 2.3.3 節，距離 Y13 中原站僅約 1 公里之 TAP032 積穗國小測站南北向加速度反應譜有顯著之雙峰現象，其對應週期分別約在 0.4 s 及 1.1 s；此外，南北向速度反應譜之峰值介於 1.0~1.5 s 區間內，此次地震高能量區間對應的週期涵蓋範圍與橋梁振動週期相近，依理其橋梁地震反應可能較大，詳圖 8.2-3 所示。

依民國 95 年鐵路橋梁耐震設計規範，本次災害橋梁位置屬台北盆地，重要橋梁之設計地震所對應地表加速度為 283 gal (1.2 x 0.6 x 0.4 x 980)。依中央氣象署公布本次 0403 地震距離災害橋梁位置最近之 TAP032 積穗國小測站之地震最大地表加速度為 214.92 gal (南北向)，尚未達民國 95 年鐵路橋梁耐震設計規範設計地震之規定值。



圖 8.2-1 新北環狀線鄰近測站之最大地表加速度圖



圖 8.2-2 新北環狀線鄰近測站之最大地表速度圖

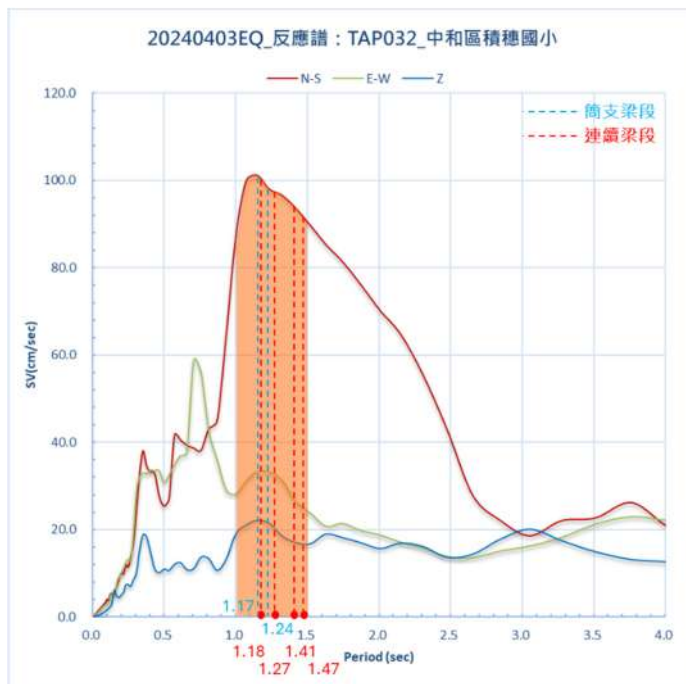


圖 8.2-3 TAP032 積穗國小測站速度反應譜與橋梁週期

8.3 回饋與建議

民國 113 年 4 月 3 日臺灣花蓮縣壽豐鄉發生芮氏規模 7.2 強烈地震，造成新北環狀線板新站至橋和站間，連接鋼箱梁與橋墩之盤式支承損壞，進而使 11 處鋼箱梁錯位，亦同時造成軌道變形，導致板新站至橋和站間捷運停駛。本學會自民國 113 年 4 月 19 日至民國 113 年 12 月 6 日，歷經 12 次專家學者會議（相關會議資料見另冊「復原工程審查報告」），為能使新北環狀線在安全無虞下恢復營運通車，優先進行復原工程審查作業，並同時辦理現況調查、設計施工資料探討及支承破壞數值分析模擬等工作，探究本次橋梁災害發生之原因。為避免相同情事再次發生，造成社會重大經濟損失，爰提出下列回饋與建議：

1. 本工程所選用之盤式支承為利用插銷與上錨碇板、調坡板之接觸進行水平力之傳遞，惟調坡板銑孔之厚度大於插銷厚度時，插銷在受地震力作用下，有插銷底部向上跳離上下盤之交界面進而喪失抗剪能力之虞。若橋梁工程所選用之盤式支承構造有相似傳力機制，其調坡板銑孔之深度需特別考量。本次災害橋梁調坡板若無銑穿留有贅餘空間時，應不會發生本次橋梁支承損壞、鋼箱梁錯位及新北環狀線軌道斷裂之情事。
2. 調坡板為因應橋梁坡度介於大梁與支承間之非主要構造物，目前國內橋梁施工階段並無針對調坡板設置檢驗停留點。經由本次事件得知調坡板施作方式會影響結構安全，建議後續可視需要將調坡板型式等納入檢查項目，並檢討鋼結構橋梁工程檢驗停留點，將盤式支承與上下部結構間結合處(含調坡板)列入查驗點，以避免類似事件再度發生。
3. 國內施工規範對於盤式支承之抗拉拔板試驗無相關規定。因此，建議未來相關橋梁工程若

支承需承受拉拔力，應進行相關之抗拉拔試驗。否則，應以結構配置或抗拉拔裝置等方式來抵抗拉拔力。

4. 支承是承載橋梁上部結構與下部結構的重要構件(設備)，從設計到施工，設計單位進行支承承載力計算、支承設備廠商依據設計單位提供資料進行支承構件之設計，施工廠商再進行其與上部結構及下部結構之連接安裝。支承內部構件多、力量傳遞介面複雜，各相關工程單位應互相了解其設計原意，充分溝通避免誤解。
5. 目前國內設計單位在進行複雜橋梁結構之耐震設計分析時大多僅採用反應譜分析，建議應加採動力歷時分析，以反映複雜橋梁之動力行為。
6. 對於複雜橋梁結構之設計建議進行結構外審。由第三方專家或機構進行結構設計審查，確保橋梁設計充分考慮到橋梁所在的地理環境、氣候條件及自然災害等影響，進而提供客觀性和專業性的意見，及時發現設計之潛在風險。
7. 建議複雜橋梁於設計階段即考慮建置結構健康監測系統。橋梁監測是對橋梁結構進行持續觀察與結構健康診斷，可達到以下效益：(1)實時監測結構的狀況來提高結構安全性、(2)依實時數據制定維護計畫提高維護經濟效益、(3)發現橋梁異常情況時，進行緊急應變措施及(4)發現營運階段之新需求及問題，有助設計優化或改進。
8. 針對 DF112 標支承拉拔設計力重複扣除靜載重，以致發生低估支承抗拉拔力需求之現象，為防止國內橋梁設計者對於橋梁耐震設計規範條文內容之認知誤差，建議主管機關 (1)常設橋梁相關規範委員會，定時定期召開會議； (2)進行國內外規範研析及國內規範修訂，使規範與時俱進； (3)辦理示範案例或研討會議。

附錄一

設計單位回覆有關支承設計問題

附錄一 設計單位回覆有關支承設計問題

1.1 支承設計成果說明

有關「盤式支承」細部設計工作，係依據下列頒布之國家規範進行考量與計算，詳細計算方法與範例，將於後續小節說明。

- 交通部頒「鐵路橋梁設計規範」93年12月
- 交通部頒「鐵路橋梁耐震設計規範」95年12月

有關「盤式支承」細部設計成果，有下列兩項：

- ◆ 盤式支承設計載重表：圖號 F650B/SE321~F650B/SE324 (附件 1)
- ◆ 盤式支承墊詳圖：圖號 F650/SE131~F650/SE133 (附件 2)

捷運環狀線橋梁設計相關圖說，已於99年12月13日經機關核備，其中盤式支承墊詳圖，係屬於標準圖說僅供參考。而盤式支承係由專業施工廠商進行「機構設計」、「製造生產」與「送檢試驗」，須提出相關機構設計計算書送審，確保能符合盤式支承設計載重表之載重需求，以及其他相關檢試驗規範規定。

1.1.1 支承载重設計規範

捷運環狀線橋梁結構設計，係依據交通部頒「鐵路橋梁設計規範」與「鐵路橋梁耐震設計規範」進行，其中與盤式支承設計載重相關者，彙整列表如表 4-1，包括有考量之加載載重與載重組合，以及支承系統之設計力等規定。

表 4-1 支承载重設計規範之對應章節彙整表

項次	規範名稱與版本	章節	章節名稱	備註
1	鐵路橋梁設計規範 93.12	第 3.20 節	設計載重之組合	附件 3A
2	鐵路橋梁耐震設計規範 95.12	第 2.10 節	地震效應之組合	附件 3B
3	鐵路橋梁耐震設計規範 95.12	第 4.1 節	載重組合	附件 3C

4	鐵路橋梁耐震設計規範 95.12	第 4.5 節	支承系統之設計力	附件 3D
---	------------------	---------	----------	-------

「支承系統之設計力」係依據「鐵路橋梁耐震設計規範」第 4.5 節計算，分成常時(使用載重)與極限狀態(極限載重)，由橋梁數值模型分析成果，經載重組合後，分別將最大垂直載重、最小垂直載重、縱向水平載重、橫向水平載重等設計成果，填入盤式支承設計表。盤式支承設計表格式範例，如圖 4-1。

圖 4-1 盤式支承設計表格式範例

盤式支承設計表														
編號	位置	支承型式	標稱載重 (T)	常時(使用載重)			極限狀態(極限載重)			變位量 (CM)	設計拉拔力 (T)		縱向活動端 防落擋板 (T)	
				垂直載重 (T)		縱向水 平載重 (T)	橫向水 平載重 (T)	垂直載重 (T)			縱向水 平載重 (T)	橫向水 平載重 (T)		縱向水 平 總移動量
				最大	最小			最大	最小	極限狀態				

其中，「設計拉拔力」則須依據第 4.5.3 節規定以及解說 C4.5 節說明，再進行修正計算，規範內容摘要如下。後續小節將針對盤式支承設計拉拔力之計算方法與計算範例，詳細說明。

圖 4-2 鐵路橋梁耐震設計規範 - 主文 4.5.3 節

4.5.3 支承系統抗拉拔承载力

支承系統之抗拉拔強度須符合下述規定：

1. 在中度地震力作用下，若支承之拉拔力 Q 超過靜載重反力 R_d 之 50% 以上時，橋梁應設置支承抗拉拔裝置。抗拉拔裝置之降伏強度應大於 1.2 $(Q - R_d)$ ，但不得小於 $0.1 R_d$ 。
2. 支承系統抗拉拔裝置之極限強度，不得小於依式 4-2a 及式 4-2b 所求得之拉拔力 Q_{BT} 。

$$Q_{BT} = |Q_{HEQ}| + 0.3|Q_{VEQ}| - R_d \quad (4-2a)$$

$$Q_{BT} = 0.3|Q_{HEQ}| + |Q_{VEQ}| - R_d \quad (4-2b)$$

其中，

Q_{BT} = 支承垂直設計拉力，為式 4-2a 及式 4-2b 之較大值，且不得小於 $0.15R_d$ 。

Q_{HEQ} = 以橋柱塑鉸產生後所推求之支承拉拔力，但其值不必大於地震力 V_D 乘以 $1.2\alpha_y F_{ud}$ 時彈性分析所得之拉拔力。

Q_{VEQ} = 垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承拉拔力。

圖 4-3 鐵路橋梁耐震設計規範 - 解說 C4.5 節

C4.5 支承系統之設計力

固定支承係依據墩柱塑鉸產生後推算之支承水平力或水平地震力為 V_M 乘以 $1.2\alpha_y F_{uM}$ 時彈性分析所得之支承水平反力，兩者之小值進行設計，以確保支承足以傳遞地震時之水平力。至於支承各構件之容許應力值規定可參考研究文獻「公路橋梁耐震設計規範之補充研究」中第四部份“防止落橋構造及支承之相關設計補充研究”[C4.4]。支承耐震設計用垂直力，除靜載重之垂直反力外，尚須考慮水平及垂直地震力引致之支承垂直反力，並考慮其組合效應；當計算所得之支承耐震設計用垂直力為拉拔力時，則本節之規定進行設計。

本節之規定係按照 AASHTO 的規定。水平地震引致之支承拉拔力以塑鉸產生後來推求，可得其最大拉拔力，惟若橋柱之設計由非地震力控制時，可以地震力為 V_M 乘以 $1.2\alpha_y F_{uM}$ 時彈性分析所得拉拔力代替之。

1.1.2 支承载重计算方法(设计拉拔力)

依规范 C4.5 解说：「支承耐震设计用垂直力，除静载重之垂直反力外，尚须考虑水平及垂直地震力引致之支承垂直反力，并考虑其组合效应；当计算所得之支承耐震设计用垂直力为拉拔力时，则本节之规定进行设计。」

- 常时(使用载重)：地震力采「中度地震」反应谱分析，并依交通部部颁「铁路桥梁设计规范 93 年 12 月」与「铁路桥梁耐震设计规范 95 年 12 月」之载重加载与组合，计算所得垂直力 Q 为拉拔力时，依规范 4.5.3 节第 1 目计算。

垂直力 Q 考虑之载重组合：

- (1) $D+L+I+CF$
- (2) $D+W1$
- (3) $D+L+I+CF+W2+LF+F$
- (4) $D+L+I+CF+OF$
- (5) $D+W1+OF$
- (6) $D+L+I+CF+W2+LF+F+OF$
- (7) $1.2D+L_E+I_E+L_{F_E}+EQ_{med}$

其中 EQ_{med} 须考虑三方向效应之组合。

- 极限状态(极限载重)：地震力采「弹性地震(V_D 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$)」反应谱分析，并依交通部部颁「铁路桥梁耐震设计规范 95 年 12 月」之载重加载与组合，计算所得垂直力 Q 为拉拔力时，依规范 4.5.3 节第 2 目计算。

垂直力 Q 考虑之载重组合：

- (1) $1.2D+L_E+I_E+L_{F_E}+EQ_{elastic}$
- (2) $0.9D+EQ_{elastic}$

其中 $EQ_{elastic}=V_D$ 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ ，并须考虑三方向效应之组合。

1.1.3 支承载重计算范例(设计拉拔力)

- 常时(使用载重)：

垂直力 Q 为拉拔力时，依耐震设计规范 4.5.3 节第 1 目计算

$Q > 0.5R_d \rightarrow$ 應設支承抗拉拔裝置

抗拉拔裝置強度 = $\max(1.2(Q-R_d), 0.1R_d)$

計算例：

➤ P1316(活動)：垂直力 $Q = -83 \text{ t}$ 為拉拔力，靜載重 $R_d = 100.94 \text{ t}$

$83 > 0.5 * 100.94 = 50.47 \rightarrow$ 應設支承抗拉拔裝置

抗拉拔裝置常時強度 = $\max(1.2(Q-R_d), 0.1R_d) = 22 \text{ tons}$ 。

➤ P1317(鉸接)：垂直力 $Q = 49 \text{ t}$ 不為拉拔力，靜載重 $R_d = 288.57 \text{ t}$

\rightarrow 不設支承抗拉拔裝置。

➤ P1318(鉸接)：垂直力 $Q = 30 \text{ t}$ 不為拉拔力，靜載重 $R_d = 353.32 \text{ t}$

\rightarrow 不設支承抗拉拔裝置。

➤ P1319(活動)：垂直力 $Q = -34 \text{ t}$ 為拉拔力，靜載重 $R_d = 89.96 \text{ t}$

$34 < 0.5 * 89.96 = 44.98 \rightarrow$ 不設支承抗拉拔裝置。

• 極限狀態(極限載重)：

垂直力 Q 為拉拔力時，依耐震設計規範 4.5.3 節第 2 目計算

$Q_{BT} = Q - R_d > 0 \rightarrow$ 應設支承抗拉拔裝置

抗拉拔裝置極限強度 = $\max(Q_{BT}, 0.15R_d)$

計算例：

➤ P1316(活動)：垂直力 $Q = -234 \text{ t}$ 為拉拔力，靜載重 $R_d = 100.94 \text{ t}$

$Q_{BT} = 234 - 100.94 > 0 \rightarrow$ 應設支承抗拉拔裝置

抗拉拔裝置極限強度 = $\max(Q_{BT}, 0.15R_d) = 133 \text{ tons}$ 。

➤ P1317(鉸接)：垂直力 $Q=32\text{ t}$ 不為拉拔力，靜載重 $R_d=288.57\text{ t}$

→ 不設支承抗拉拔裝置。

➤ P1318(鉸接)：垂直力 $Q=-67\text{ t}$ 為拉拔力，靜載重 $R_d=353.32\text{ t}$

$Q_{BT} = 67-353.32 < 0$ → 不設支承抗拉拔裝置。

➤ P1319(活動)：垂直力 $Q=-104\text{ t}$ 為拉拔力，靜載重 $R_d=89.96\text{ t}$

$Q_{BT} = 104-89.96 > 0$ → 應設支承抗拉拔裝置

抗拉拔裝置極限強度 = $\max(Q_{BT}, 0.15R_d) = 14\text{ tons}$ 。

1.1.4 支承載重成果範例

支承設計載重表設計成果，依據前述流程計算整理，如下圖。

圖 4-4 盤式支承設計表成果範例

盤式支承設計表																
編號	位置	支承型式	標稱載重 (T)	常時(使用載重)				極限狀態(極限載重)				變位量 (CM)	設計拉拔力 (T)		縱向活動端防落擋鉸 (T)	
				垂直載重 (T)		縱向水平載重 (T)	橫向水平載重 (T)	垂直載重 (T)		縱向水平載重 (T)	橫向水平載重 (T)		縱向水平總移動量	常時		極限狀態
				最大	最小			最大	最小							
16MB	P1316	單向活動	150	149	-83	0	13	312	-234	0	44	40	22	133	22	
17F	P1317	雙向固定	400	372	49	73	58	554	32	288	203	0	0	0	-	
18F	P1318	雙向固定	500	467	30	88	62	679	-67	339	233	0	0	0	-	
19M	P1319	單向活動	150	136	-34	0	20	264	-104	0	71	41	0	14	36	

附錄二

鐵路橋梁有關支承設計之規範章節摘錄

附錄二 鐵路橋梁有關支承設計之規範章節摘錄

鐵路橋梁設計規範 (93 年頒布)

4.3 支承

支承於設置及使用時之所有垂直與水平作用力應依 3.20 節設計載重組合分析計算。

支承於垂直行車方向之水平力，例如離心力、車輛側向力、車輪橫壓力、風力及地震力等，每一支承軸均須有一橫向固定支承予以承受。

錨栓之分析計算，須考慮支承之轉動與移動所引起之強制作用力。

滾動支承宜避免使用。

支承座下可供高程調整用之水泥砂漿墊厚度，須大於 2 公分小於 5 公分。

承受水平力之鋼材，須與作用力方向平行設置。

支承之設計可參考其他相關規範之規定。

3.20 設計載重之組合

結構物之每一構件及其基礎均應能承受本節所述之各類不同載重之組合。與地震力相關之載重組合詳見部頒“鐵路橋梁耐震設計規範”之相關規定。

各類載重之符號定義如下：

D：	靜載重(見第 3.1 節)	LF：	煞車力及起動力(見第 3.6 節)
L：	活載重(見第 3.2 節)	F：	活動支承之縱向摩擦力(見第 3.16 節)
I：	衝擊力(見第 3.3 節)		
CF：	離心力(見第 3.4 節)	SF：	水壓力(見第 3.10 節)
E：	土壓力(見第 3.11 節)	OF：	車輛側向力及車輪橫壓力(見第 3.5 節)
B：	浮力(見第 3.15 節)		鋼軌縱向力(見第 3.13 節)
			其他載重(見第 3.17 節)
W1：	無列車行駛之風力(見第 3.9 EQ 節)	地震力(見第 3.12 節)	
W2：	有列車行駛之風力(見第 3.9 節)		

3.20.1 容許應力設計法

容許應力設計法之載重組合如下：

		容許應力 可提高百分比
Group I	$D+L+I+CF+E+B+SF$	-
Group II	$D+E+B+SF+W1$	25%
Group III	Group I+W2+LF+F	25%
Group IV	Group I+OF	25%
Group V	Group II+OF	40%
Group VI	Group III+OF	40%

3.20.2 強度設計法

強度設計法之載重組合如下：

Group I	$1.4(D+1.7(L+I))+CF+E+B+SF$
Group IA	$1.8(D+L+I+CF+E+B+SF)$
Group II	$1.4(D+E+B+SF+W1)$
Group III	$1.4(D+L+I+CF+E+B+SF+W2+LF+F)$
Group IV	$1.4(D+L+I+CF+E+B+SF +OF)$
Group V	Group II+1.4OF
Group VI	Group III+1.4OF

3.12 地震力

有關地震力之規定詳見部頒“鐵路橋梁耐震設計規範”之相關規定。

鐵路橋梁耐震設計規範 (95 年頒布)

4.5 支承系統之設計力

支承系統係指將上部結構力傳遞至下部結構之構件組合，一般包括垂直力傳遞、剪力傳遞及抗拉拔等裝置。

4.5.1 支承系統之垂直承载力

支承系統之垂直承载力不得小於 R_{BV} ：

$$R_{BV} = R_d \pm \sqrt{(R_{HEQ})^2 + (R_{VEQ})^2} \quad (4-1)$$

其中

R_{HEQ} = 以塑鉸產生後推算之支承垂直反力，其值不必大於 V_D 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ 時彈性分析所得之垂直反力。

R_{VEQ} = 垂直設計地震作用下，由彈性分析所得之支承垂直反力。

4.5.2 支承系統之水平承载力

支承系統之水平強度須符合下述規定：

1. 中度地震力作用下支承構件不得降伏。
2. 支承系統極限強度不得小於以墩柱塑鉸產生後推算之支承水平力，但不必大於 V_D 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ 所引致之水平力。

4.5.3 支承系統抗拉拔承载力

支承系統之抗拉拔強度須符合下述規定：

1. 在中度地震力作用下，若支承之拉拔力 Q 超過靜載重反力 R_d 之 50% 以上時，橋梁應設置支承抗拉拔裝置。抗拉拔裝置之降伏強度應大於 $1.2(Q - R_d)$ ，但不得小於 $0.1R_d$ 。
2. 支承系統抗拉拔裝置之極限強度，不得小於依式 4-2a 及式 4-2b 所求得之拉拔力 Q_{BT} 。

$$Q_{BT} = |Q_{HEQ}| + 0.3|Q_{VEQ}| - R_d \quad (4-2a)$$

$$Q_{BT} = 0.3|Q_{HEQ}| + |Q_{VEQ}| - R_d \quad (4-2b)$$

其中，

Q_{BT} = 支承垂直設計拉力，為式 4-2a 及式 4-2b 之較大值，且不得小於 $0.15R_d$ 。

Q_{HEQ} = 以橋柱塑鉸產生後所推求之支承拉拔力，但其值不必大於地震力 V_D 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ 時彈性分析所得之拉拔力。

Q_{VEQ} = 垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承拉拔力。

4.1 載重組合

鐵路橋梁耐震設計之地震效應載重組合應依本節之規定。

1. 構材以強度設計法設計時：

$$(1) 1.2D + L_E + I_E + LF_E + B + E_E + SF_E + EQ$$

$$(2) 0.9D + B + E_E + SF_E + EQ$$

其中，

D = 靜載重。

L_E = 地震時列車載重，參見 2.3 節中 L_E 之相關規定。

I_E = 對應於 L_E 之衝擊載重。

LF_E = 對應於 L_E 之煞車力。

B = 浮力，取常水位。

E_E = 地震時動態土壓力。

SF_E = 地震時水壓力，取常水位。

EQ = 地震力，依第二章及第三章規定所計算者。

2. 檢核地震軌道變位時：

$$L_1 + I_1 + LF_1 + CF_1 + 0.5T + E + B + SF_1 + (EQ)_{med}$$

其中，

CF_1 = 對應於 L_1 之離心力效應。

T = 溫度效應。

$(EQ)_{med}$ = 檢核軌道變位之地震力效應，依 7.3 與 7.4 節規定。

2. 檢核預力梁工作應力時：

$$1.2D + L_E + I_E + LF_E + B + E_E + SF_E + (EQ)_{med}$$

其中，

$(EQ)_{med}$ = 中度地震下之地震力，依第二章及第三章規定所計算者。

3. 檢核長鉚鋼軌對橋梁結構之影響時：

$$(1) 1.2D + L_E + I_E + LF_E + 0.5T + B + E_E + SF_E + EQ$$

$$(2) 0.9D + 0.5T + B + E_E + SF_E + EQ$$

本節所有載重組合中，當地震力係沿行車方向時，計算地震力可不計列車載重。

2.10 地震效應之組合

地震引致構材之彎矩、軸力及剪力，應考慮下列地震效應之組合：

1. 載重組合一：100%縱向設計地震力引致之構材內力絕對值，加上 30%橫向設計地震力引致之構材內力絕對值，再加上 30%垂向設計地震力引致之構材內力絕對值。
2. 載重組合二：30%縱向設計地震力引致之構材內力絕對值，加上 100%橫向設計地震力引致之構材內力絕對值，再加上 30%垂向設計地震力引致之構材內力絕對值。
3. 載重組合三：30%縱向設計地震力引致之構材內力絕對值，加上 30%橫向設計地震力引致之構材內力絕對值，再加上 100%垂向設計地震力引致之構材內力絕對值。

7.6 梁端防落長度與防落設施

為防止地震時產生落橋，梁端防落長度 L_N ，如圖 7-1 所示，應依本節之規定辦理。

重要橋梁或大坡度橋梁，另應依以下之規定設置防止落橋措施：

1. 防止落橋裝置之設計強度須大於支承靜載反力 R_d 。
2. 防止落橋裝置應留設可動距離並設置緩衝材以吸收衝擊力。
3. 防止落橋裝置不可妨礙支承或其它裝置之功能。
4. 相鄰主梁支承靜載反力 R_d 之比值達 2.0 倍以上或相鄰主梁振動單元基本振動週期之比值達 1.5 倍以上時，應避免採用相鄰主梁互相連接型式之防止落橋裝置。

如無法設置符合規定之防落橋裝置時，梁端防落長度應增加至 1.2 倍以上，但不需超過 1.5 倍。

附錄三

施工單位回覆有關支承施工問題

中華工程股份有限公司 函

地址：台北市萬華區環河南路三段371號對面
組合屋三樓

聯絡人：林文富

電話：(02)2303-2889 221

電子郵件：wenfu.lin@bes.com.tw

106

台北市辛亥路三段200號轉

受文者：中華民國結構工程學會

發文日期：中華民國113年12月17日

發文字號：中工工程工務字第1131217027號

速別：普通件

密等及解密條件或保密期限：

附件：如說明

主旨：有關113年9月6日「新北環狀線0403地震致鋼箱梁位移災害調查分析暨復原工程審查案」第十一次專家學者會議紀錄，復如說明，敬請查照。

說明：

- 一、復貴會113年9月18日113結學字第0080號函暨旨揭會議紀錄討論與意見交流回覆。（詳附件一、二）。
- 二、本標橋梁未設計止震塊等止震措施，乃造成本次地震災損之最主要原因：

(一)113年8月7日下午2時30分監察院調查於新北捷運環狀線中原始舉行現場履勘及諮詢會議，監察院調查官毛昭綱表示（略為）「本工程設計依部頒規範【95年鐵路橋梁耐震設計規範】並未設計止震塊等裝置，相較於同時期國內公路橋梁設計，皆已有上開止震裝置。（詳附件九）因此，本人認為本標橋樑『未設計止震塊等裝置』是造成本次地震災損之最大原因。」。與此同時，調查官並希望承辦這次災損調查單位中華民國結構工程學會能以此作為這次調查報告（災損原因判斷）之參考。另參同為捷運環狀線之他標工程，其橋梁結構亦設有上開止震等裝置。（詳附件十）以及，本次地震災損復原工

作，其專家學者們均強力要求，須增設上開止震裝置，以確保結構安全。足見，本標橋樑未設計止震等裝置，亦是造成本次災損之主因。

(二)本次地震災損復原工作，從第一次專家學者會議開始，專家學者們均強力要求，須增設上開止震裝置，以確保結構安全。例如：

- 1、113年4月19日第一次專家學者會議簡報頁8「橋樑修復優化建議」即建議「於疊式高架鋼橋段修補盤式支承及未受損盤式支承，增設橫向防震檔板或防震拉桿，做為第二層保護措施供參。」
- 2、113年4月26日第二次專家學者會議記錄結論：「請台灣世曦再次確認置換支承之力量需求，若支承廠商無法提供完全滿足設計需求之支承時，請台灣世曦以工程手段處理(如增設止震塊與抗拉拔裝置等)…」。
- 3、113年5月3日第三次專家學者會議中洪曉慧委員表示：「這次地震損害的支承皆是單鋼箱梁的支承，包括6座簡支鋼箱梁，和一座三跨連續鋼箱梁，這幾座橋透過採用這次實際地震歷時所進行的歷時分析也發現支承所受的拉拔力和橫向力皆很大，並超出原支承強度，所以建議更換的支承也配合提高其強度和抗拉拔力。但重新檢視橋和站到板新站內其他沒損傷的橋跨，其實尚有其他配置類似的設計，只是這次地震很幸運的沒損傷。為避免未來若再發生同樣規模地震時會引起支承損傷。建議依同樣的地震力標準，全面檢視橋和站到板新站的簡支鋼箱梁橋跨和連續梁橋跨的支承強度需求，若有需要，也建議一併用工程的手段加強其抗拉拔力和強度。」另宋裕祺委員表示：「對於橋梁工程而言，支承是一個設

備。其傳力機制包含(1)支承本體的抗剪、抗壓與抗拉強度、(2)支承上盤與鋼梁下翼板間的抗剪、抗壓與抗拉強度、及(3)支承下盤與橋墩帽梁間之抗剪、抗壓與抗拉強度，任一傳力機制失效或設計強度不足，支承恐破壞造成災損。支承抗拉拔扣夾是否真的可以滿足拉拔力，支承出廠後是否可進行水平、抗拉等試驗，台灣世曦須就支承廠商所提設計圖去進行確認，並計算與支承設計力的安全係數。承上，若目前支承廠商無適合之既有支承可提供，抑或無法以試驗方式驗證其抗拉能力，請台灣世曦另以工程手段處理，如：增設止震塊與抗拉拔裝置等。」且該次會議結論亦請台灣世曦下次會議中說明：「(4)若支承之抗拉強度未經試驗驗證，建議設置抗拉拔裝置來承受全部之支承拉力。」

4、113年5月10日第四次專家學者會議中之簡報內容，台灣世曦針對不同空間需求設計Type A、Type B、Type C等三種止震設施，以使支承抗剪及抗拉拔能力失效時，力量可轉移至止震措施。此後復原工程並以此原則設計並施工，可參此後第五次、第六次、第七次專家學者會議記錄及簡報。

(三)再者，台灣世曦公司經現場勘查本次地震特性及現地環境交互影響產生之垂直向作用力太大，大於橋樑自重，遂把橋樑舉升超過盤支原容許設計高度，以致產生盤式支承錯位發生。(參附件十一)依連續梁段上層梁P1317和P1318墩柱現況說明，這兩墩柱支承原設計是固定F型支承，不該有垂直上揚力，但現況把橋樑舉升超過盤支原容許設計高度，造成P1317梁位移55cm、P1318梁位移6cm。因此，盤式支承設計低估拉拔力之現象，實為本次地震造成盤式支承損傷之主要原因。

三、針對第十一次專家學者會議紀錄，本公司回覆如下：

(一)插銷和調坡板之接觸尺寸僅有5 mm符合設計圖說。(詳附件三-盤式支承一般說明2.)

(二)調坡板銑穿與計算書、施工圖相符，足證本公司按圖施工。況且，該計算書、施工圖亦經台灣世曦公司及業主審核通過符合設計載重需求及其他相關檢試驗規範規定，方據以施工：

1、「CF650區段標單向型盤式支承強化計算書」，第20頁『2-6 插銷補強方式』已顯示調坡板銑穿，核與現場施作相同。

2、盤式支承施工圖LU150-1-SS-P 左下角【註1】圖亦顯示調坡板銑穿，核與現場施作相同。(詳附件四)

(三)新北市土木技師公會簡報結論認「破壞原因皆為鉸接端調坡板洗洞過深，插銷跳脫至調坡板餘裕空間而造成」云云，惟查：(詳附件五、六、七、八)

1、檢視現場已卸下之調坡板、插銷、活塞及上錨碇板等構件，發現調坡板內側僅下緣處有與插銷接觸之磨損痕跡，與上開結論所述插銷係『跳脫』至調坡板餘裕空間，顯有不同。亦即調坡板5mm以上位置，並未發現有與插銷接觸之痕跡，可見插銷並無『跳脫』至調坡板餘裕空間情形。

2、依據插銷、活塞、上錨碇板及調坡板現場情形可知，地震來時，盤支受水平力影響，導致調坡板與上錨碇板錯位，插銷已被上錨碇板及調坡板夾住，而鋼箱梁受地震上揚力影響，進而將盤支上盤連同夾住的插銷往上拔昇，致脫離盤支下盤，而使橋梁無法抵抗水平力，造成鋼箱梁位移，當水平位移較小(6cm)時，插銷還在活塞板上面，地震搖晃停止時，由於鋼箱梁自重就會將插銷擠入卡在調坡板餘

裕空間內。又當水平位移較大(55cm)時，插銷離開超過活塞板，地震搖晃停止時，插銷因懸空再加上自重就有可能會掉在盤支外帽梁頂上。從現場已卸下之調坡板、插銷、活塞及上錨碇板等構件照片可以判斷，這次地震插銷沒有跳到調坡板餘裕空間之摩擦痕跡，以及插銷被夾住卡住是不可能『跳脫』至調坡板餘裕空間，因此調坡板銑穿，也就不會是造成這次盤支破壞的原因。

3、另自現場實際情形，發現盤式支承下部『活塞』也有被拉出完全脫離之情形，倘認本件插銷有跳脫至調坡板餘裕空間情形，顯然無法合理解釋『活塞』為何也會脫離？反之，倘認插銷因被上錨碇板及調坡板夾住，於鋼箱梁受地震上揚力影響，將盤支上盤連同夾住或卡住的插銷往上拔昇時，連帶將活塞拔出，應屬合理情形。此與現場插銷所示磨損痕跡，亦屬相符。

(四)再者，依據國家部頒規範與施工規範盤式支承本屬可置換構件，盤支如同安全閥，其受損保護大梁結構安全，盤支雖受損但仍可修復，而更換盤支工作於震後為常見工作。(參附件十一)由此可知，盤式支承如同安全閥(或保險絲)，當遇到強烈電流超出電纜自身所能承受範圍，安全閥(或保險絲)會自動跳電(或燒掉)，以確保安全。同理，當發生強烈地震超出容許範圍，盤支遭破壞保護結構安全乃屬正常現象，斷不能因此而認定盤支遭破壞，係造成本次地震災損之主因。換言之，保險絲燒掉，理應檢討電流是否過大超出容許負荷，而非一昧的檢討保險絲(即意指盤式支承)，此舉實屬本末倒置。

(五)此外，事發地點之橋樑於相同柱位其上、下支承設計均相同，『調坡板亦均有銑穿』，惟本次地震受破壞盤支

騎
釘騎
釘

僅發生於上支承，下支承則完好，由是可知，上支承因高度較高，承受地震力較大，理應設計符合更高強度盤支才對（而非與下支承等級相同），益徵調坡板銑穿，並非造成本次地震災損之原因。

四、再者，本次地震雖積穗國小測站資料顯示達五級（強），然與設計標準六級（弱）已甚接近，又如何能證明事發地點未達六級（弱）？更況，地震當天中原站地震觀測儀已被關閉，導致事發地點無真確地震觀測資料可資判斷及佐證，對本公司言，難謂公允。是依民法第101條第1項及民事訴訟法第282條之1第1項規定，本公司主張，本次地震天災實已達設計標準六級（弱），且係造成本次災損之最大主因。

五、綜上，懇請貴會明鑑，以釐清本次災損原因，俾維本公司及廣大股民之合法權益。

正本：中華民國結構工程學會
副本：

總經理 周志明

敬照分層負責規定授權單位主管執行

中華民國結構工程學會第十一次專家學者會議紀錄回覆

一、討論與意見交流：

(一)柯鎮洋委員：

1. 盤式支承強度，請增加檢算：a. 插銷 5mm 之承壓強度，b. 拉拔板於拉拔力作用引致之拉拔板螺栓拉力，並且檢算螺栓之剪—拉強度。

中華工程回覆：

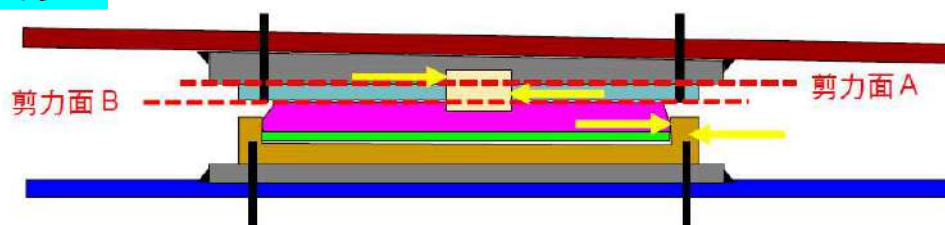
- a. 插銷僅承受水平剪力，不承載垂直力。
- b. 拉拔板螺栓僅只做拉拔板固定使用，拉拔板螺栓不受拉拔力及水平力作用。

(二)賴順政委員：

1. 請說明支承受水平力作用之傳力機制。

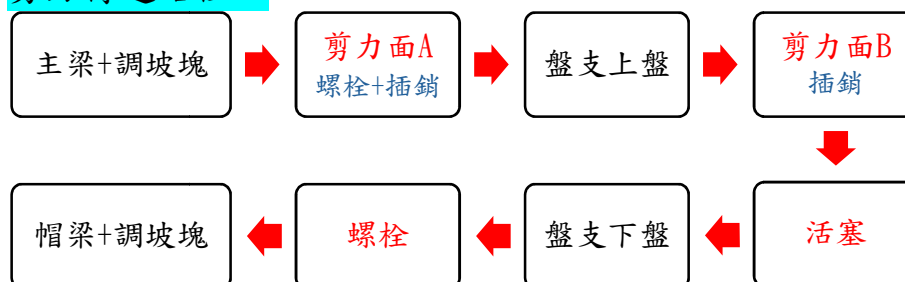
中華工程回覆：

a. 固定型：

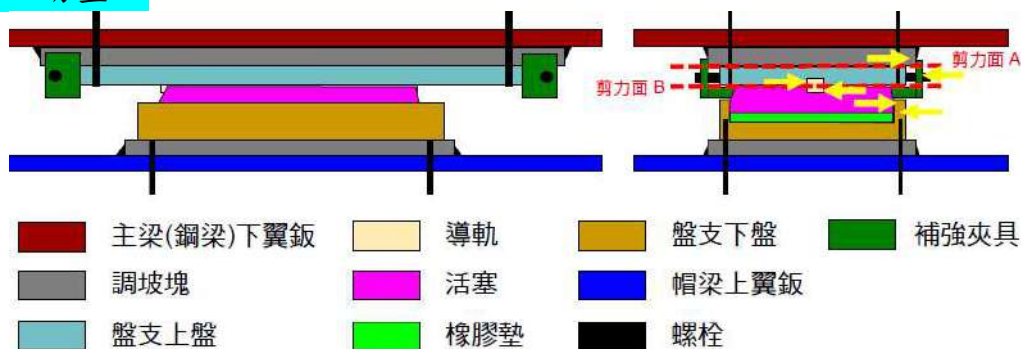


	主梁(鋼梁)下翼板		插銷		盤支下盤
	調坡塊		活塞		帽梁上翼板
	盤支上盤		橡膠墊		螺栓

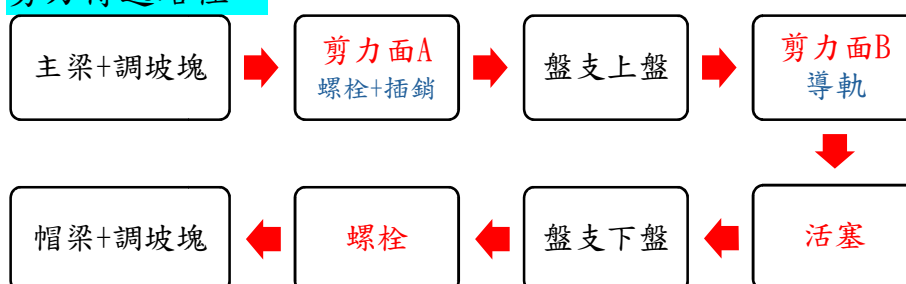
剪力傳遞路徑：



b.活動型：



剪力傳遞路徑：



2. 插稍和調坡板僅有 5mm 之接觸面，是否具有傳遞水平力之功能，是否有相關之檢核計算內容。

中華工程回覆：

插銷具有傳遞水平力之功能，請參考計算表內 pin 之檢核。

3. 是否有調坡板和上錨碇板連結之螺栓相關設計規定。

中華工程回覆：

上螺栓僅考慮為固定使用，無相關設計規定。

4. 請補充插銷之剪力容許剪應力。

中華工程回覆：

請參閱項次(三)洪曉慧委員之提問 1。

5. 請說明抗上揚支承之抗拉板螺栓功能。

中華工程回覆：

拉拔板螺栓僅只做拉拔板固定使用，拉拔板螺栓不受拉拔力及水平力作用

(三)洪曉慧委員

- 請釐清在 102 年提送之盤式支承計算書中，如簡報 p6-p10 所示之支承檢核表中，哪個項次是針對支承上錨碇版和調坡板間剪力傳遞之檢核，以及上錨碇板和下方活塞間的剪力傳遞檢核，也請補充這兩個剪力面的檢核計算方式。以上可以 Type F150-1-SS 支承之檢核表(如下表)為例進行說明。

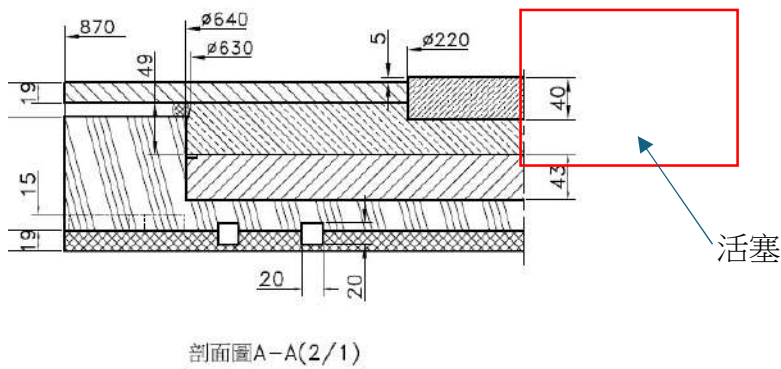
		lc1 (SLS Vmax)	lc3 (ULS Vmax)		unit
pot :	elastomere pressure :	24.36	39.79	25 / 47	N/mm ²
	tensile stress of pot wall :	55.74	165.10	189 / 310	N/mm ²
	shear stress of pot wall :	58.53	173.34	114 / 186	N/mm ²
	base stress of pot :	103.14	305.48	189 / 310	N/mm ²
	check of clearance X1 :	5.10	6.23	<= 7	mm
	check of clearance X2 :	19.81	19.81	<= 20	mm
	M _{SLS} = 27.5 * d ³ * tan φ lbber moment :	18110400	20826960		N-mm
	friction moment :	16240000	52920000		N-mm
piston :	pressure in engagement of piston :	241.35	435.67	440 / 440	N/mm ²
pin :					N/mm ²
	shear stress :	51.28	167.11	114 / 186	N/mm ²
shear key:	shear stress :	48.33	157.50	138 / 186	N/mm ²
	compression stress :	138.10	450.00	276 / 465	N/mm ²
anchor bolts:					
	shear stress :	44.68	145.61	415 / 415	N/mm ²
	pot contact stress :	80.56	262.50	268 / 268	N/mm ²
concrete:					
	peir concrete pressure :	16.52	26.98	21 / 42	N/mm ²

中華工程回覆：
檢驗如下計算

Statical calculation of FIXED BEARING (TYPE F150-1-SS)							
place of installation :							
load case	V [kN]	Hy [kN]	Hx [kN]	tan(f)	Hres [kN]	Porgect:	CF650
lc1 (SLS Vmax)	1500	580	580	0.015	580	mark:	
lc2 (SLS Vmin)	0	-	-	-	-	quantity:	36
lc3 (ULS Vmax)	2450	1890	1890	0.015	1890	drawing:	ludy lu
Uplift[kN]	0	bearing dimension [mm]					
dG	280	hG	19	b	75	dB	430
t _r	39	t _u	16	HB	55	dm	270
t _o	0	t _o	27	X1	7	X2	20
bw	12	s _{cur}	400	w	17	BL	62
s [*]	-	ring_num	-	ring_width	-	BH	100
L _{do}	430	B _{do}	430	t _{do}	19	bar_weld	-
L _{du}	440	B _{du}	440	t _{du}	19	bar_weld_num	-
sk_l	150	sk_w	20	sk_d	20	sk_n	4
pin_d	120	pin_th	40	pin_num	1	pin_ch	13
low_bar_d	-	low_bar_l	-	low_bar_num	4	low_bolt	M20
up_bar_d	-	up_bar_l	-	up_bar_num	4	up_bolt	M20

	lc1 (SLS Vmax)	lc3 (ULS Vmax)	allowable stress		unit
pot :					
elastomere pressure :	24.36	39.79	25 / 47		N/mm ²
tensile stress of pot wall :	55.74	165.10	189 / 310		N/mm ²
shear stress of pot wall :	58.53	173.34	114 / 186		N/mm ²
base stress of pot :	103.14	305.48	189 / 310		N/mm ²
check of clearance X1 :	5.10	6.23	<= 7		mm
check of clearance X2 :	19.81	19.81	<= 20		mm
M _{SLS} = 27.5° d ³ * tan φ _b ber moment :	18110400	20826960			N-mm
friction moment :	16240000	52920000			N-mm
piston :					
pressure in engagement of piston :	241.35	435.67	440 / 440		N/mm ²
pin :					
shear stress :	51.28	167.11	114 / 186		N/mm ²
shear key:					
shear stress :	48.33	157.50	138 / 186		N/mm ²
compression stress :	138.10	450.00	276 / 465		N/mm ²
anchor bolts:					
shear stress :	44.68	145.61	415 / 415		N/mm ²
pot contact stress :	80.56	262.50	268 / 268		N/mm ²
concrete:					
peir concrete pressure :	16.52	26.98	21 / 42		N/mm ²

插銷檢核: ULS 水平力 / 插銷斷面 ≤ 186 N/mm²
 $1890000 / (120^2 \times \pi / 4) = 167.11 \leq 186 \text{ N/mm}^2$

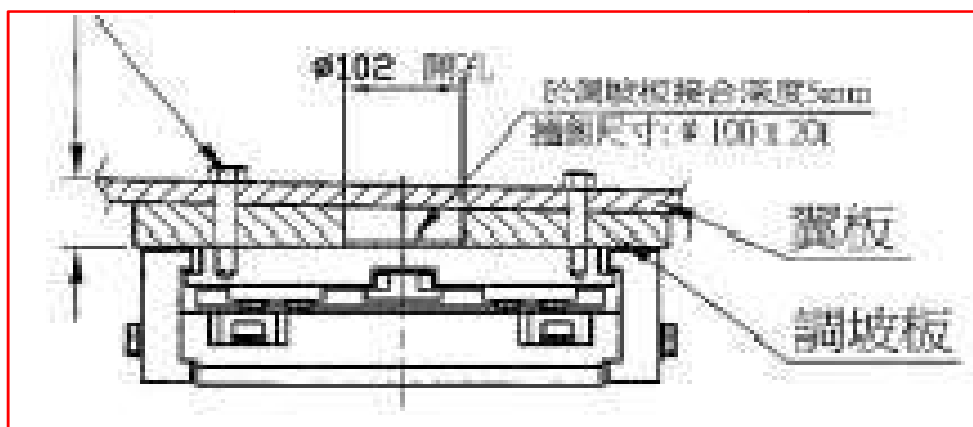
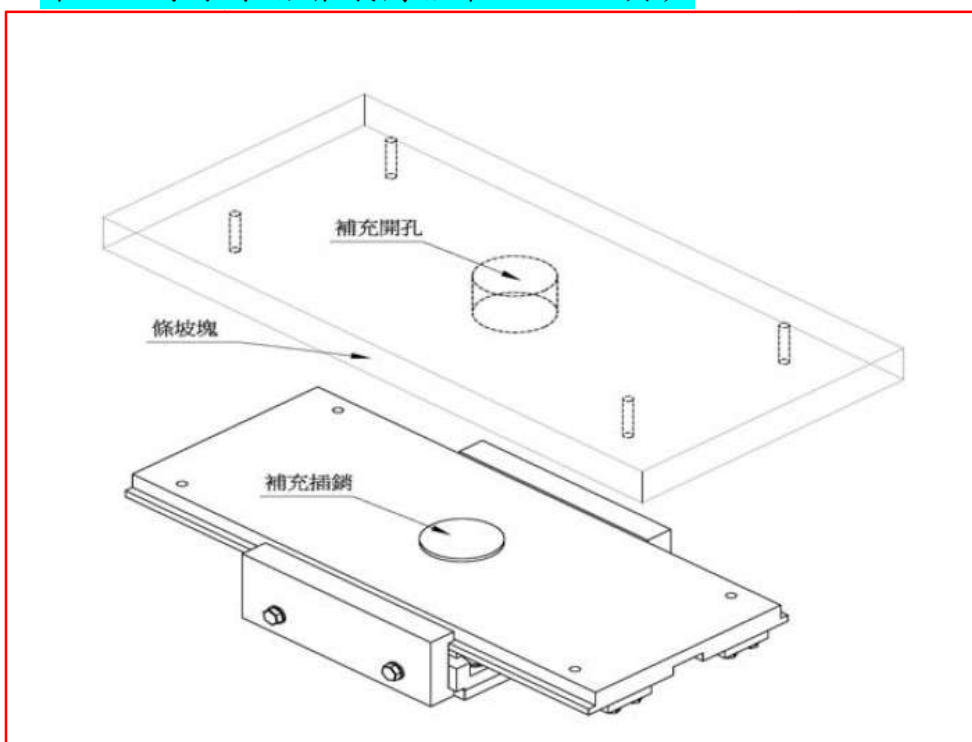


水平力藉由插銷與活塞傳遞至上下結構內。

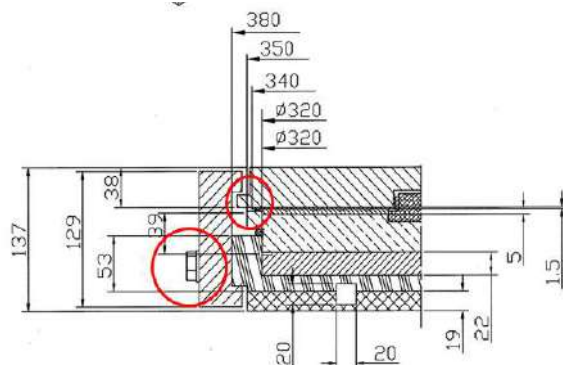
2. 針對雙向固定支承之插銷，請釐清僅以 5mm 深度與調坡板進行結合之原因，以及其對應之上方調坡板洗洞深度高於 5mm 之依據或考量。

中華工程回覆：

- a. 插銷以 5mm 深度與調坡板進行結合，主要是考慮未來置換盤支時，鋼箱梁頂昇的高度以不影響捷運列車運行為限制。
- b. 其對應之上方調坡板洗洞深度高於 5mm 之依據，係依計算書、施工圖。(另可參 113 年 6 月 28 日「新北環狀線 0403 地震致鋼箱梁位移災害調查分析暨復原工程委託審查案」之第八次專家學者會議簡報第 50、51 頁)



3. 請釐清在 102 年提送之盤式支承計算書中抗上揚拉拔板之螺栓強度(如下圖)是否有檢核?另外,與抗上揚拉拔板上方凸緣接觸之上錨碇板外側凸緣處(如下圖)之抗剪強度是否有檢核。以上可以 Type LU150-1-SS 支承為例進行說明。



中華工程回覆：

抗拉拔螺栓僅提供固定使用無計算檢核。

參照計算書 5.13，上錨碇板外側凸緣處(12mm)計算如下

上凸緣剪應力分析

$$\tau = \frac{Uplift \times 1000 / 2}{clamp_l \times clamp_up_t} \leq 186 N/mm^2$$

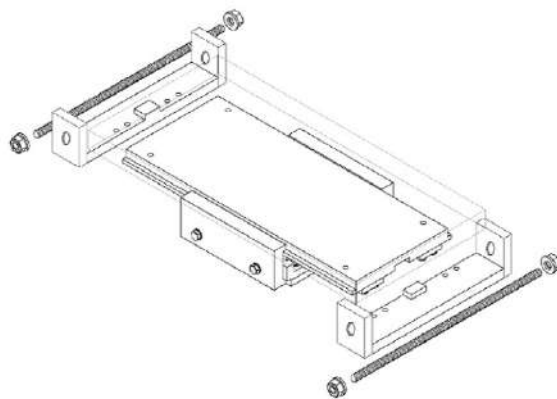
-clamp_l × clamp_up_t : 凸緣面積

$$\tau = (1330000/2) / (860 \times 12) = 64.4 \leq 186 N/mm^2$$

4. 請釐清在 105 年提送的盤式支承強化計算書中，夾具板的水平傳力機制，以及其對應的檢核公式計算邏輯。也請釐清是否有檢核防落擋板螺栓強度，以上可以 Type LU150-1-SS 支承為例進行說明。

中華工程回覆：

藉由夾具板與防落擋板成為一體，將水平力引導至支承內部，檢核公式及計算請查閱補強計畫書。



防落擋板螺栓強度檢核如下：

Baffle :						
	shearing stress on baffle :			141.92	114 / 186	N/mm ²
	pressure of baffle :			245.28	189 / 310	N/mm ²
	tensile stress of bolt :			512.65	720 / 720	N/mm ²

(2) -防落擋板螺栓拉應力

$$\sigma = \frac{ULSHx \times 1000 \times (t_o - t_{ss} - PTFE_out) / 2}{ba_w \times 0.4 \times ba_bolt_area \times ba_bolt_n} < 720 N/mm^2$$

-(t_o-t_{ss}-PTFE_{out})：縱向水平力產生彎矩之力臂

$$\sigma = \frac{520000 \times (17 - 1.5 - 2.25) / 2}{25 \times 0.4 \times 84 \times 8} = 512.65 \leq 720 N/mm^2。$$

5. 在 105 年提送的盤式支承強化計算書中，夾具鈹 (A709 Gr.50) 的容許剪力公式取為 $0.9f_y=315 \text{ N/mm}^2$ ，此和一般工程計算公式不同，請澄清其差異原因。另也請釐清計算夾具板剪力之公式中 (如下)，扣除螺栓直徑與最後乘 4 代表的意義為何，是否代表有 4 片夾具板可承受剪力？此外，設計是否有規定夾具鈹須全長夾住調坡鈹？

$$\tau_{\text{allow}} = 0.9f_y = 0.9 \times 350 = 315 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{AISC LRFD})$$

$$f_y = \text{A709 Gr. 50 降伏強度} = 350 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\text{cl}} = F_s / [((C_{l_w} \times C_{l_t}) - (D_{\text{cl_bolt}} \times C_{l_t} \times N_{\text{cl_bolt}})) \times 4] < \tau_{\text{allow}}$$

中華工程回覆：

引用規範請參閱附件 1。

是的，此為計算夾具板最小斷面受剪力之情況，乘 4 代表支承前後左右各有夾具板承受。

無此規定，因支承外部因素，只能設計前後夾具。

6. 如簡報 29 頁中所示，有關插銷補強方式的檢核計算公式如下，其中螺栓和插銷為不同材質的構件，但公式中將其面積加總放於分母計算插銷所受剪應力，請確認此計算式是否有誤植？此外插銷的容許剪力強度以 $0.9F_y = 315 \text{ N/mm}^2$ 計算是否高估？

$$\tau_{\text{pin}} = \text{ULS} / [(\phi_{\text{pin}}^2 \times \pi / 4) + (A_{\text{bolt}} \times N_{\text{bolt}})] < \tau_{\text{allow}}$$

A_{bolt} = 上鎖螺栓斷面積 ; N_{bolt} = 上鎖螺栓數量

ϕ_{pin} = 插銷直徑

$\tau_{\text{allow}} = 0.9f_y = 0.9 \times 350 = 315 \text{ N/mm}^2$ (AISC LRFD)

$f_y = \text{A709 Gr. 50 降伏強度} = 350 \text{ N/mm}^2$

中華工程回覆：

水平力作用於這兩部件斷面，故考量一起受力情況，取 A709

Gr.50, 350 N/mm^2 材質強度，忽略螺栓材質 10.9 級, 900 N/mm^2

材質強度。

引用規範請參閱附件 1。

CHAPTER G

DESIGN OF MEMBERS FOR SHEAR

This chapter addresses webs of singly or doubly symmetric members subject to shear in the plane of the web, single angles and *HSS* sections, and shear in the weak direction of singly or doubly symmetric shapes.

The chapter is organized as follows:

- G1. General Provisions
- G2. Members with Unstiffened or Stiffened Webs
- G3. Tension Field Action
- G4. Single Angles
- G5. Rectangular *HSS* and Box Members
- G6. Round *HSS*
- G7. Weak Axis Shear in Singly and Doubly Symmetric Shapes
- G8. Beams and Girders with Web Openings

User Note: For applications not included in this chapter, the following sections apply:

- H3.3 Unsymmetric sections.
- J4.2 Shear strength of connecting elements.
- J10.6 Web panel zone shear.

G1. GENERAL PROVISIONS

Two methods of calculating shear strength are presented below. The method presented in Section G2 does not utilize the post *buckling strength* of the member (*tension field action*). The method presented in Section G3 utilizes tension field action.

The *design shear strength*, $\phi_v V_n$, and the *allowable shear strength*, V_n/Ω_v , shall be determined as follows.

For all provisions in this chapter except Section G2.1a:

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)}$$

G2. MEMBERS WITH UNSTIFFENED OR STIFFENED WEBS

1. Nominal Shear Strength

This section applies to webs of singly or doubly symmetric members and channels subject to shear in the plane of the web.

附錄四

維護管理單位說明環狀線橋梁檢測及維修狀況

新北捷運環狀線橋梁維護說明

新北大眾捷運股份有限公司說明 113/9/20

本公司係於 112 年 5 月 23 日起接管環狀線系統與相關設施，針對橋梁檢測之辦理情形說明如下：

壹、自辦部分：

- (一)本公司依 111 年 10 月 17 日新北市政府函核定「新北大眾捷運股份有限公司修建養護實施作業規定(含路基及軌道以外之路線設施及機電設備)」辦理自辦檢查。
- (二)另依據「橋梁檢查工作說明書-橋梁路線巡視檢修(3-WI-J221-CVD101-01)」與「橋梁檢查工作說明書-橋梁結構檢修(3-WI-J221-CVD102-01)」規定，本公司每月執行橋梁路線巡視檢修，橋梁結構每年檢查一次，檢查項目包含橋面版目視檢查、伸縮縫目視檢查、排水設施目視檢查、欄杆及其他目視檢查、隔音牆目視檢查、橋墩墩體目視檢查、支承墊目視檢查、大梁外觀目視檢查、箱型梁外觀目視檢查、副構件(隔梁)目視檢查等。
- (三)依據交通部頒訂「鐵路橋梁之檢測及補強規範」，定期檢測之間隔以兩年為原則，並以目視檢查及車巡檢查進行，112 年 5 月 23 日接管後相關檢查未發現有明顯影響結構安全之異常情形。

貳、委外部分：

- (一)目前環狀線橋梁委外檢測參照交通部「鐵路橋梁之檢測及補強規範」為 2 年執行一次，本公司接管後於 112 年委託台灣永續環境工程技術顧問有限公司辦理「環狀線建築物及橋梁隧道定期檢測工作(契約案號 NTMC1120418-1)」。
- (二)橋梁檢測採用 D.E.R.U 劣化評等以目視檢查方式，有關 112 年定期檢查結果，經技師研判尚無安全疑慮，

新北捷運環狀線橋梁維護說明

新北大眾捷運股份有限公司說明 113/9/20

其中 U 值為 3 之 67 處劣化種類均為「螺栓塗裝剝落鏽蝕」，技師建議於 1~2 年內維護。

(三)本次檢查包含新店溪、大漢溪過河段共 6 處水中橋墩基礎體檢測，測量成果顯示橋墩基礎皆未裸露，橋墩基礎尚屬安全無虞。

(四)環狀線橋梁仍屬捷運工程保固期內，本公司已於 113 年 1 月 19 日將上述檢查報告函請臺北市與新北市政府捷運工程局責成保固廠商改善。

參、地震後檢查部分：

(一)依據「地震後土建結構檢測工作說明書(3-WI-J221-CCW134-01)」規定，當發生地震後，環狀線重點設施進行檢查，檢查時機及地點、項目略述如下：

1. 檢查時機：

- A. 三級地震：於地震發生日起一個月內完成。
- B. 四級~五級弱 (100gal(含)以下) 地震：於地震發生日起四小時內完成。
- C. 五級弱地震，一個月內由土建人員安排排程執行全線土建設施(含橋梁及隧道結構)詳細檢查。
- D. 五級強 (101gal 以上) 地震：分三階段執行。

2. 檢查地點、項目：

新北捷運環狀線橋梁維護說明

新北大眾捷運股份有限公司說明 113/9/20

組別	結構檢測地點	項次	結構檢測項目	標號	結構檢測參與人員集合地點
A	環狀線 Y6~Y7 車站間橋墩	1	柱編號 P0601 ~ P0611	CF643B	新北市新店區中正路民權路口
	環狀線跨新店溪段橋墩(Y7 車站~Y8 車站間)	2	柱編號 P0700~ P0710	CF643B	環狀線機廠正門口
	環狀線南機廠	3	南機廠行政中心及廠房結構	CF642	環狀線機廠正門口
B	環狀線 Y8~Y9 車站間橋墩	1	柱編號 P0819 ~ P0821 (與台 64 共線, 引道引橋段)	CF651A	秀朗橋站(Y8)門口
	環狀線 Y 9~Y10 車站間橋墩	2	柱編號 P0904 ~ P0907 (與台 64 共線, 第 9B01 單元, 主垮 65m)	CF651A	景平站(Y9)門口
	環狀線 Y10~Y11 車站間橋墩	3a	柱編號 P1001 ~ P1005 (與台 64 共線, 第 10B01 單元, 主垮 65m)	CF651A	景安站(Y10)門口
3b		柱編號 P1038 ~ P1040 (疊式高架橋, 第 10B05 單元, R=45)	CF651A	中和站(Y11)門口	
B	環狀線 Y11~Y12 車站間橋墩	4	柱編號 P1101~ P1103 (與台 64 共線, 第 11B01 單元, 主垮 60m)	CF651B	中和站(Y11)門口
C	環狀線 Y12~Y13 車站間橋墩	1	柱編號 P1206~ P1207 (疊式 U 梁)	CF651B	橋和站(Y12)門口
	環狀線 Y13~Y14 車站間橋墩	2	柱編號 P1306~ P1309 (與台 64 共線, 第 13B01 單元, 主垮 80m)	CF651B	中原站(Y13)門口

組別	結構檢測地點	項次	結構檢測項目	標號	結構檢測參與人員集合地點
D-1	跨越台高鐵 AW3 路段	1	柱編號 P1418 ~ P1501	CF660A	板橋站(Y15)門口
	新站路~文化路轉彎段	2	柱編號 P1501 ~ P1505	CF660A	板橋站(Y15)門口
D-2	跨越台 64 線路段	1	柱編號 P1529 ~ P1536	CF660A	新埔民生站(Y16)門口
	民生路三段共線分構路段	2	柱編號 P1606 ~ P1611	CF660A	新埔民生站(Y16)門口
E-1	大漢溪跨越橋南段	1	柱編號 P1623 ~ P1626	CF660B	新埔民生站(Y16)門口
	大漢溪跨越橋北段、思源路/中正路口	2	柱編號 P1631 ~ P1701	CF660B	頭前庄站(Y17)門口
E-2	思源路/復興路口、思源路/幸福路口	1	柱編號 P1716 ~ P1719、P1737~P1801	CF660B	幸福站(Y18)門口
	思源路/復興路口、思源路/中原路口	2	柱編號 P1806 ~ P1809、P1812~P1815	CF660B	幸福站(Y18)門口
E-3	思源路/新北大道口	1	柱編號 P1834 ~ P1901		新北產業園區站(Y19)門口
	跨越機場捷運路段	2	柱編號 Y1901 ~ P1901		新北產業園區站(Y19)門口

(二)環狀線所轄地區 112 年度無發生 4 級以上地震，今 (113)年度已進行 3 次 4 級以上(4 月 3 日、27 日及 8 月 15 日)地震後特別檢查，其中 0403 地震配合新北政府捷運工程局協同相關單位檢查確認造成 11 處橋梁錯位等災損，目前由該局積極辦理修復工程處理中，另 4 月 27 日及 8 月 15 日地震後檢查未發現其他新增異常情形。

新北捷運環狀線橋梁維護說明

臺北捷運股份有限公司說明 113/9/12

環狀線於 109 年 1 月 31 日正式通車營運，並由本公司負責各項設施設備維護保養及定期檢查作業，後因環狀線地方主管機關權責自 112 年 5 月 23 日移轉新北市政府後，環狀線維護保養權責已全數移交新北捷運公司辦理，相關維護保養之檢查資料亦同步移交新北捷運公司接續辦理，本公司維管期間針對橋梁檢測之辦理項目說明如下：

壹、自辦部分：

- (一)本公司依 108 年 9 月 27 日臺北市政府函核定「臺北大眾捷運股份有限公司環狀線修建養護實施作業規定」中附件 8、「環狀線橋涵、隧道、車站及建造物定期檢修項目暨週期表」辦理自辦檢查。
- (二)另依據「橋梁涵洞檢查工作說明書(環)- 橋梁結構檢修(QM-環-WI-61105-02)」規定，環狀線維護範圍內相關鋼結構橋梁及 RC 結構橋梁設備每半年檢查一次，自辦檢查項目包含橋面版目視檢查、伸縮縫目視檢查、排水設施目視檢查、欄杆及其他目視檢查、隔音牆目視檢查、橋墩墩體目視檢查梁、支承墊目視檢查、大梁外觀目視檢查、箱型梁外觀目視檢查、副構件(隔梁)目視檢查等。
- (三)依現行交通部頒訂「鐵路橋樑檢測及補強規範」係以目視檢查及車巡檢查進行，於臺北捷運公司維管期間檢查無異常。

貳、委外部分：

- (一)本公司依交通部「鐵路橋梁之檢測及補強規範」：新建橋梁應於完工或通車使用後二年內進行第一次定期檢測，爾後定期檢測之間隔以兩年為原則，自環狀線 109 年通車後，委託廠商台灣永續環境工程技術顧問有限公司於 110 年辦理「環狀線建築、橋梁及隧道定

新北捷運環狀線橋梁維護說明

臺北捷運股份有限公司說明 113/9/12

期檢測工作(案號：B10A02333)」在案，橋梁檢測方式採用 D.E.R.U 劣化評等以目視檢查及水中橋墩基礎檢測。

(二)委外檢查檢出裂化部份，除屬混凝土裂縫及混凝土剝落鋼筋外露建議三年內維護完成外，其餘進行日常例行性維護；另環狀線因屬保固期間，相關缺失裂化已發函捷運局及保固廠商處理。

(三)定期檢查(110年8月11日至110年12月31日)包含環狀線13座橋梁目視檢查及6處水中橋墩基礎體檢測，檢查說明如下：

1. 環狀線橋梁各構件大致良好，部分劣化狀況為混凝土剝落、混凝土裂縫及鋼構件銹蝕等一般性劣化，劣化情況以裂縫為主，雖皆不至於造成使用性上之影響，暫無影響營運安全。
2. 本次測量比對水深測量成果、橋梁基礎頂高程及竣工時之地形高程測量成果顯示橋墩基礎皆未裸露，橋墩基礎尚屬安全無虞。

參、地震後檢查部分：

(一)依據「地震後土建結構檢測工作說明書(環)(QM-環-WI-61108)」規定，當地震發生後，均需針對環運線重點設施進行檢查，檢查時機及地點、項目略述如下：

1. 檢查時機：
 - A. 三級地震：於地震發生日起一個月內完成。
 - B. 四級~五級弱(100gal(含)以下)地震：於地震發生日起四小時內完成。
 - C. 五級弱地震，一個月內由土建人員安排排程執行全線土建設施(含橋梁及隧道結構)詳細檢查。

新北捷運環狀線橋梁維護說明

臺北捷運股份有限公司說明 113/9/12

D. 五級強 (101gal 以上) 地震：分三階段執行。

2. 檢查地點、項目：

組別	結構檢測地點	項次	結構檢測項目	標號	結構檢測參與人員集合地點
A	環狀線 Y6~Y7 車站間橋墩	1	柱編號 P0601~P0611	CF643B	新北市中正路民權路口
	環狀線跨新店溪段橋墩(Y7 車站~Y8 車站間)	2	柱編號 P0700~P0710	CF643B	環狀線機廠正門口
	環狀線南機廠	3	南機廠行政中心大樓及廠房結構	CF642	環狀線機廠正門口
B	環狀線 Y8~Y9 站間橋墩	1	柱編號 P0819~P0821 (與台 64 共線, 引道引橋段)	CF651A	秀朗橋站(Y8)門口
	環狀線 Y9~Y10 站間橋墩	2	柱編號 P0904~P0907 (與台 64 共線, 第 9B01 單元, 主跨 65m)	CF651A	景平站(Y9)門口
	環狀線 Y10~Y11 站間橋墩	3a	柱編號 P1001~P1005 (與台 64 共線, 第 10B01 單元, 主跨 65m)	CF651A	景安站(Y10)門口
		3b	柱編號 P1038~P1040 (臺式高架橋, 第 10B05 單元, R=45)	CF651A	中和站(Y11)門口
B	環狀線 Y11~Y12 站間橋墩	4	柱編號 P1101~P1103 (與台 64 共線, 第 11B01 單元, 主跨 60m)	CF651B	中和站(Y11)門口
C	環狀線 Y12~Y13 站間橋墩	1	柱編號 P1206~P1207 (臺式 U 梁)	CF651B	橋和站(Y12)門口
	環狀線 Y13~Y14 站間橋墩	2	柱編號 P1306~P1309 (與台 64 共線, 第 13B01 單元, 主跨 80m)	CF651B	中原站(Y13)門口
D-1	跨越台高鐵路 AW3 路段	1	柱編號 P1418~Y1501	CF660A	板橋站正門口
	新站路~文化路轉彎段	2	柱編號 P1501~P1505	CF660A	板橋站正門口
D-2	跨越 64 線路段	1	柱編號 P1529~P1536	CF660A	新埔民生站正門口
	民生路三段共線分橋路段	2	柱編號 P1606~P1611	CF660A	新埔民生站正門口
E-1	大漢溪跨越橋南段	1	柱編號 P1623~P1626	CF660B	新埔民生站正門口
	大漢溪跨越橋北段、思源路/中正路口	2	柱編號 P1631~Y1701	CF660B	頭前庄站正門口
E-2	思源路/復興路口、思源路/幸福路口	1	柱編號 P1716~P1719、P1737~Y1801	CF660B	幸福站正門口
	思源路/頭前路口、思源路/中原路口	2	柱編號 P1806~P1809、P1812~P1815	CF660B	幸福站正門口
E-3	思源路/新北大道口	1	柱編號 P1834~Y1901	CF660B	新北產業園區站正門口
	跨越機場捷運路段	2	柱編號 Y1907~P1901	CF660B	新北產業園區站正門口

(二)109/1/1 至 112/5/15 共計執行 5 次，檢查結果均未發現異常。

項次	年度	地震震度		備註
		3級(含)	4級(含)	
1	109	1	1	109年1月31日通車
2	110	1	1	
3	111	1	0	
4	112	0	0	112年5月15日開始撤場