

橋脚ダンパー工法の設計法と計算例

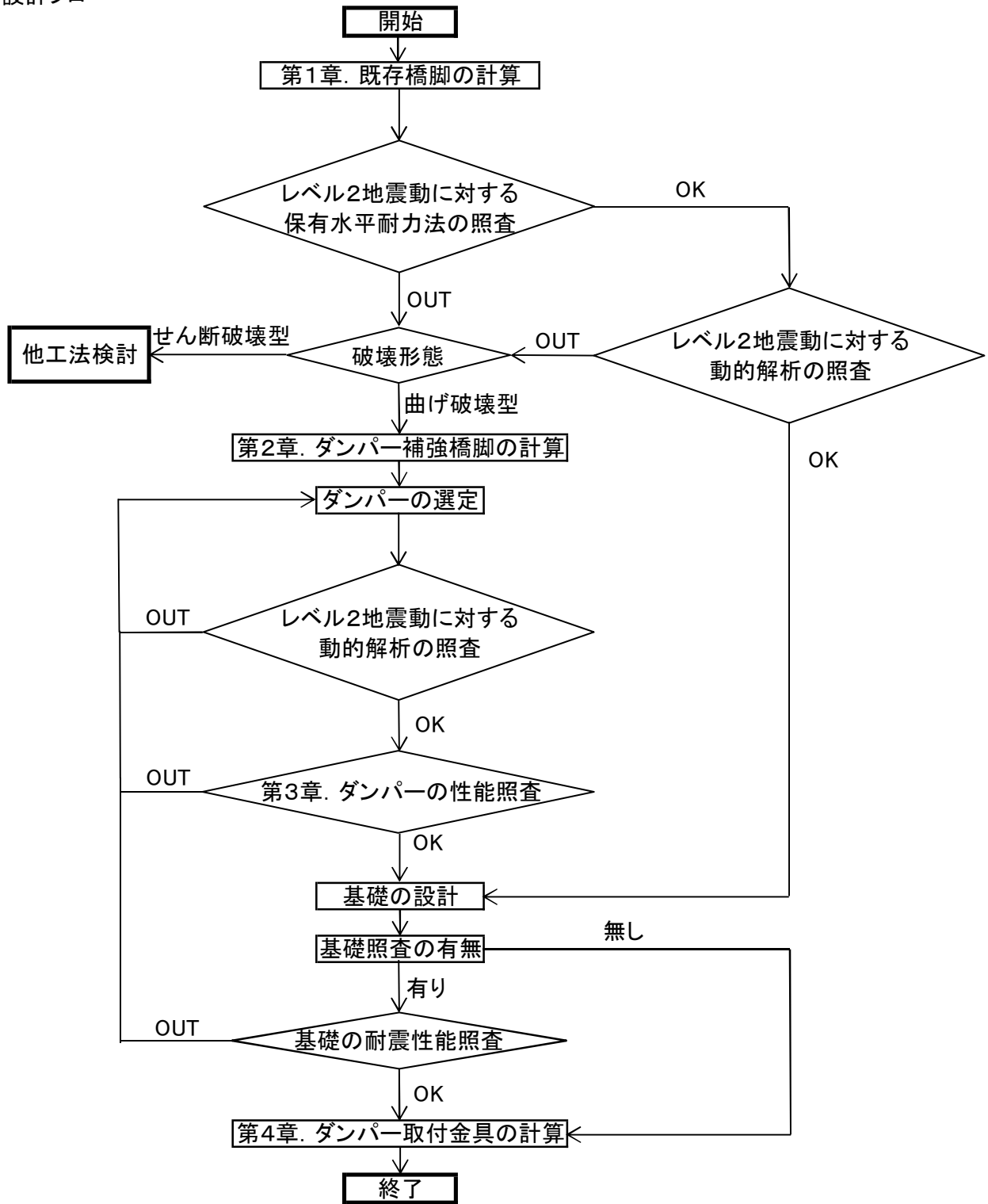
平成27年

JFEシビル株式会社

本資料は、二重鋼管ダンパーを用いた橋脚ダンパー工法の設計方法について、設計事例によって説明するものである。適用する技術基準、資料は次の通りである。

章・項	適用する設計基準・資料	
1章. 既存橋脚の計算	平成9年8月	既設道路橋の耐震補強に関する参考資料 (日本道路協会)
	平成14年3月	道路橋示方書・同解説(日本道路協会) Ⅰ. 共通編 Ⅲ. コンクリート橋編 Ⅴ. 下部工編 Ⅳ. 耐震設計編
	平成18年5月	橋の動的耐震設計マニュアル 動的解析および耐震設計の基礎と応用 (土木研究センター)
2章. ダンパー補強橋脚の計算	平成9年8月	既設道路橋の耐震補強に関する参考資料 (日本道路協会)
	平成14年3月	道路橋示方書・同解説(日本道路協会) Ⅰ. 共通編 Ⅲ. コンクリート橋編 Ⅴ. 下部工編 Ⅳ. 耐震設計編
	平成18年5月	橋の動的耐震設計マニュアル 動的解析および耐震設計の基礎と応用 (土木研究センター)
	平成25年11月	パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第3版(日本免震構造協会編)
3章. ダンパーの性能照査	平成23年12月	道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案) (土木研究センター)
	平成25年11月	パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第3版(日本免震構造協会編)
第4章. ダンパー取付金具の計算	平成24年3月	道路橋示方書・同解説(日本道路協会) Ⅰ. 共通編 Ⅱ. 鋼橋編
	平成23年11月	二重鋼管座屈補剛ブレース(制振用) 設計要領書(JFEシビル株式会社ほか)
	平成2年6月	あと施工アンカー ―設計と施工― (著者:岡田恒男ほか 技術書院)

設計フロー



目次

1章. 既存橋脚の計算	1
1. 1設計条件	1
1. 1. 1形状寸法	1
1. 1. 2上部工反力	2
1. 1. 3設計水平震度	2
1. 1. 4単位重量他	2
1. 1. 5柱	3
1. 1. 6地表面の形状	3
1. 2柱の設計(レベル2地震動に対する保有水平耐力法による照査)	4
1. 2. 1保有耐力法中間データ	4
1. 2. 2躯体自重	4
1. 2. 3水平耐力および水平変位	5
1. 2. 4せん断耐力	14
1. 2. 5破壊形態ならびに地震保有水平耐力及び許容塑性率	15
1. 2. 6作用荷重	16
1. 2. 7水平耐力の照査	17
1. 2. 8残留変位による判定	17
1. 2. 9基礎設計用水平震度	18
1. 2. 10固有周期算定用剛性	18
1. 2. 11結果一覧	19
1. 3柱の設計(レベル2地震動に対する動的解析による照査)	20
1. 3. 1動的解析データ	20
1. 3. 2固有値解析	25
1. 3. 3動的解析	28
1. 3. 4耐震性能の照査	32
2章. ダンパー補強橋脚の計算	33
2. 1橋脚ダンパー	33
2. 2ダンパーの種類	33
2. 3ダンパーの選定	34
2. 4ダンパー補強橋脚の設計(レベル2地震動に対する動的解析による照査)	34
2. 4. 1動的解析データ	34
2. 4. 2固有値解析	38
2. 4. 3動的解析	39
2. 4. 4耐震性能の照査	42
2. 5基礎の設計	43
2. 5. 1設計条件	43
2. 5. 2杭反力及び変位の計算	47
2. 5. 3杭のM- Φ	63
2. 5. 4許容支持力の計算	64
2. 2. 5せん断耐力	66
2. 2. 6耐震性能照査	67
3章. ダンパーの性能照査	68
3. 1設計基準	68
3. 1. 1ダンパーに生じる最大変位の照査	68
3. 1. 2低サイクル疲労に対するダンパーの安定性の照査	69

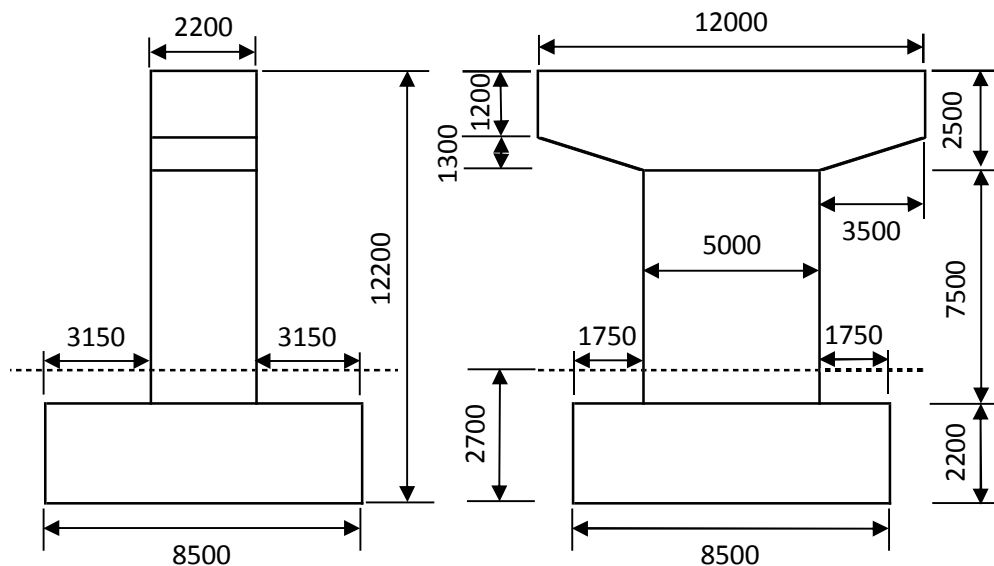
第4章. ダンパー取付金具の計算	70
4. 1設計条件	70
4. 1. 1構造形式	70
4. 1. 2形状寸法	70
4. 1. 3使用材料	70
4. 1. 4設計荷重	70
4. 1. 5許容応力度の割増し	71
4. 1. 6許容応力度	71
4. 2フーチング側取付金具の設計	76
4. 2. 1アンカーボルトの計算	76
4. 2. 2ベースプレートの板曲げ照査	78
4. 2. 3ガセットプレートの計算	79
4. 3橋脚柱側取付金具の設計	81
4. 3. 1アンカーボルトの計算	81
4. 2. 2ベースプレートの板曲げ照査	83
4. 2. 3ガセットプレートの計算	83

1章. 既存橋脚の計算

1. 1設計条件

1. 1. 1形状寸法

形式 : RC矩形柱橋脚(既設検討)
 はり形状タイプ : はり式(矩形)
 基礎形式 : 杭基礎
 重要度の区分 : B種の橋



項目	寸法 (m)
はり高さ	2.500
橋軸方向はり幅	2.200
橋軸直角方向はり幅	12.000
はり上面中心～柱上面中心までの水平距離	0.000
先端橋軸直角絞り高さ(右側)	1.300
先端橋軸直角絞り高さ(左側)	1.300
先端橋軸直角絞り長(左側)	3.500
先端橋軸直角絞り長(右側)	3.500
柱高さ(柱基部-はり下面)	7.500
橋軸方向 柱幅	2.200
橋軸直角方向 柱幅	5.000
フーチング高	2.200
フーチング幅 橋軸方向	8.500
橋軸直角方向	8.500
フーチング左端から柱中央までの距離	4.250
フーチング前面側から柱中央までの距離	4.250
地表面(フーチング下面から)	2.700

1. 1. 2上部工反力

上部工死荷重反力 R_p **3785** kN

慣性力作用位置

	橋軸	橋軸直角
上部工慣性力の作用位置 h_I (m)	0.000	2.500

死荷重水平力および偏心モーメント

	橋軸	橋軸直角
死荷重水平力 H (kN)	0.000	0.000
死荷重偏心モーメント M_e (kN・m)	0.000	0.000

※死荷重水平力は上部工慣性力作用位置に載荷。

1. 1. 3設計水平震度

地域区分 **A1** 地域

地盤種別 **II** 種地盤

橋軸方向

	タイプⅠの設計震度, 分担重量				タイプⅡの設計震度, 分担重量			
	CⅠ zkhco	khg	khcmin	Wu (kN)	CⅡ zkhco	khg	khcmin	Wu (kN)
正方向	0.85	0.35	0.00	3785	1.75	0.70	0.00	3785

CⅠ zkhco : 地域別補正係数 × 設計水平震度(タイプⅠ)の標準値

CⅡ zkhco : 地域別補正係数 × 設計水平震度(タイプⅡ)の標準値

khg : 地盤面における設計水平震度

khcmin : 本橋脚設計における設計水平震度の最小値

Wu : 橋脚が支持している上部工重量

1. 1. 4単位重量他

鉄筋のヤング係数 E_s **200000** (N/mm²)

断面設計のヤング係数比 **15**

鉄筋コンクリートの単位重量 γ_c **24.50** (kN/m³)

水の単位重量 γ_w **9.80** (kN/m³)

土砂(埋め戻し土)の単位重量 γ_t **18.00** (kN/m³)

土砂浮力算出時の水の単位重量 γ_w **9.00** (kN/m³)

1. 1. 5柱

使用材料

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} 21.0 (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 E_c 23500 (N/mm²)

主鉄筋材質 SD295

帯鉄筋材質 SD295

鉄筋

(1) 基部主鉄筋

背面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D22	120	168 + 28 @ 158 + 168	120

前面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D22	120	168 + 28 @ 158 + 168	120

右側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D22	120	155 + 10 @ 165 + 155	120

左側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D22	120	155 + 10 @ 165 + 155	120

※鉄筋量合計 32516.4 mm² は、

・「mあたり500mm²の鉄筋量」以上を満足する。 7200 mm²

・「断面積の6%となる鉄筋量」以下を満足する。 660000 mm²

660000 $\geq$ 32516.4 $\geq$ 7200 OK

(2) 帯鉄筋

鉄筋径 D13

帯鉄筋の横拘束効果を考慮する

終局ひずみ ϵ_{cul} に下降勾配 E_{des} を考慮する

帯鉄筋を斜引張鉄筋として考慮する

2段目以降に配置される帯鉄筋を斜引張鉄筋として考慮する

2段目以降に配置される横拘束筋の断面積として考慮する

1) 中間帯鉄筋

鉄筋径 D13

橋軸方向 4 本 / 段

直角方向 1 本 / 段

2) 高さ方向配置

区間	始端高さ h(m)	高さ間隔 s(mm)	間隔倍数	横拘束筋の優有効長d(mm)	
				橋軸検討用	直角検討用
1	0	250	1	1000	980

1. 1. 6地表面の形状

地表面タイプ : 水平

1. 2柱の設計(レベル2地震動に対する保有水平耐力法による照査)

1. 2. 1保有耐力法中間データ

(1) 設計対象

RC既設橋脚

※「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(H9.8)(社)日本道路協会」に準じる。

※水平耐力-水平変位, 許容塑性率の算定方法は「道路橋示方書・同解説(H14.3)」に準じる

※地震動タイプⅡの許容塑性率を地震動タイプⅠにも適用する。

ただし、破壊形態が異なる場合は適用しない。

(2) 既設橋脚 柱基部鉄筋データ

橋軸方向

番号	種別	鉄筋位置 (mm)	径	本数 (本)	鉄筋量 (mm ²)
1	直鉄筋	120	D22	31	12000.1
2	直鉄筋	2080	D22	31	12000.1
3	直鉄筋	275 ~ 1925	D22	22	8516.2

※鉄筋位置は、前面側からの距離

直角方向

番号	種別	鉄筋位置 (mm)	径	本数 (本)	鉄筋量 (mm ²)
1	直鉄筋	120	D22	13	5032.3
2	直鉄筋	4880	D22	13	5032.3
3	直鉄筋	288 ~ 4712	D22	58	22451.8

※鉄筋位置は、右側からの距離

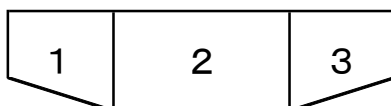
(3) 横拘束筋(既設橋脚部)

終局ひずみ ϵ_{cu} に下降勾配 E_{des} を考慮する

区間	始端高さ h(m)	高さ間隔 s(mm)	間隔倍数	横拘束筋の優有効長d(mm)	
				橋軸検討用	直角検討用
1	0	250	1	1000	980

1. 2. 2躯体自重

(1) はり部



No	ブロック名称	左高さ H1(m)	右高さ H2(m)	左下幅 W1(m)	右上幅 B1(m)	左下幅 W2(m)	右下幅 B2(m)	部材長 L(m)	体積 V(m ³)
1	左側絞り部	1.200	2.500	2.200	2.200	2.200	2.200	3.500	14.245
2	はり中央	2.500	2.500	2.200	2.200	2.200	2.200	5.000	27.500
3	右側絞り部	2.500	1.200	2.200	2.200	2.200	2.200	3.500	14.245

$$W = \sum V \cdot \gamma_c = 55.990 \cdot 24.50 = 1371.76 \text{ (kN)}$$

(2) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1(m)	直角下幅 Br2(m)	橋軸上幅 Ba1(m)	橋軸下幅 Ba2(m)	柱高 H(m)	体積 V(m ³)
1	矩形柱	5.000	5.000	2.200	2.200	7.500	82.500

$$W = \sum V \cdot \gamma_c = 82.500 \cdot 24.50 = 2021.25 \text{ (kN)}$$

(3) 重量合計

$$\sum W = 3393.01 \text{ (kN)}$$

1. 2. 3水平耐力および水平変位

(1) 柱基部の応力度-ひずみ曲線

$$\rho_s : \text{横拘束筋の体積比} = \frac{4}{s} \cdot \frac{A_h}{d} \leq 0.018 \quad (\text{H14道示 V 式10.4.7})$$

$$= 0.002 \leq 0.018 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

$$s : \text{横拘束筋の間隔(mm)} = 250$$

$$d : \text{横拘束筋の有効長(mm)} = 1000$$

$$A_h : \text{横拘束筋1本当たりの断面積(mm}^2\text{)} = 126.7$$

$$E_{des}: \text{下降勾配} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_{sy}} \quad (\text{H14道示 V 式10.4.5})$$

$$= 8259.200$$

$$\sigma_{ck} : \text{コンクリートの設計基準強度(N/mm}^2\text{)} = 21.0$$

$$\rho_{sy} : \text{横拘束筋の降伏点(N/mm}^2\text{)} = 295$$

ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

$$= 0.002 + 0.033 \cdot \beta \frac{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (\text{H14道示 V 式10.4.4})$$

$$= 0.00238$$

$$\alpha : \text{断面補正係数(円形の場合は1 矩形の場合は0.2)} = 0.2$$

$$\beta : \text{断面補正係数(円形の場合は1 矩形の場合は0.4)} = 0.4$$

σ_{cc} : 横鉄筋で拘束されたコンクリート強度 (N/mm²)

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 4 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} \quad (\text{H14道示 V 式10.4.3})$$

$$= 21.5$$

$$n: \text{定数} = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cc}}{E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (\text{H14道示 V 式10.4.2})$$

$$= 1.624$$

$$E_c : \text{コンクリートのヤング係数(N/mm}^2\text{)} = 23500$$

ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

$$= \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \cdot \sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (\text{H14道示 V 式10.4.6})$$

$$= 0.00290$$

σ_c : コンクリートの応力度

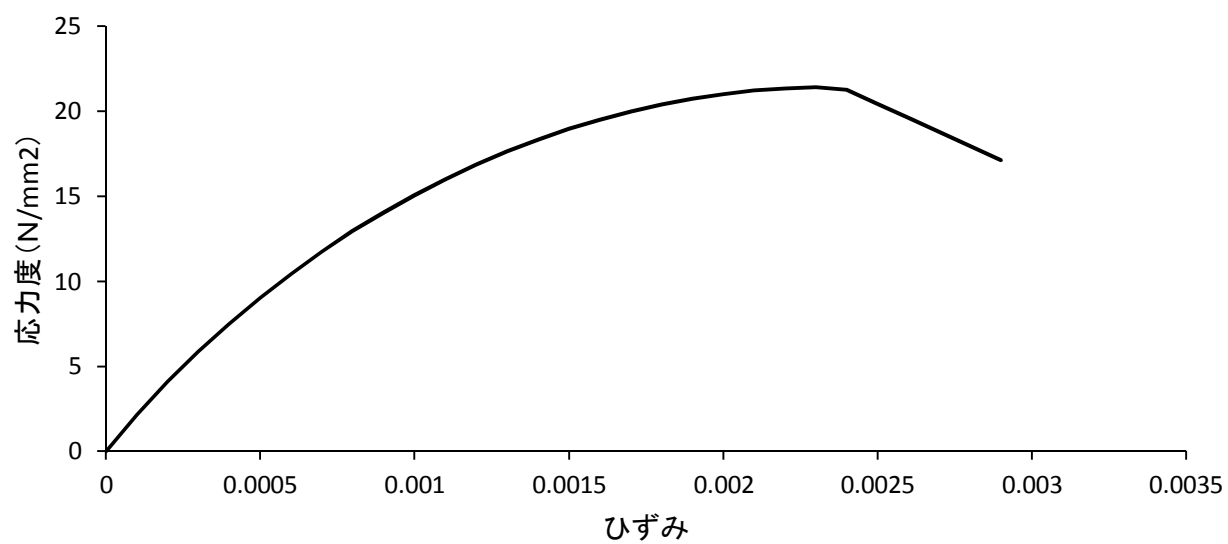
$$= E_c \cdot \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\}$$

$$(0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc})$$

$$= \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})$$

$$(\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu})$$

(H14道示 V 式10.4.1)



コンクリートの応力度—ひずみ曲線

(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント

i	基部からの高さ hi(m)	慣性力作用位置からの距離 yi(m)	軸力 Ni(kN)	主荷重によるモーメント Moi(kN・m)
0	0	10.000	7178.0	0
1	0.188	9.813	7127.5	0
2	0.375	9.625	7076.9	0
3	0.563	9.438	7026.4	0
4	0.750	9.250	6975.9	0
5	0.938	9.063	6925.3	0
6	1.125	8.875	6874.8	0
7	1.313	8.688	6824.3	0
8	1.500	8.500	6773.8	0
9	1.688	8.313	6723.2	0
10	1.875	8.125	6672.7	0
11	2.063	7.938	6622.2	0
12	2.250	7.750	6571.6	0
13	2.438	7.563	6521.1	0
14	2.625	7.375	6470.6	0
15	2.813	7.188	6420.0	0
16	3.000	7.000	6369.5	0
17	3.188	6.813	6319.0	0
18	3.375	6.625	6268.4	0
19	3.563	6.438	6217.9	0
20	3.750	6.250	6167.4	0
21	3.938	6.063	6116.8	0
22	4.125	5.875	6066.3	0
23	4.313	5.688	6015.8	0
24	4.500	5.500	5965.3	0
25	4.688	5.313	5914.7	0
26	4.875	5.125	5864.2	0
27	5.063	4.938	5813.7	0
28	5.250	4.750	5763.1	0
29	5.438	4.563	5712.6	0
30	5.625	4.375	5662.1	0
31	5.813	4.188	5611.5	0
32	6.000	4.000	5561.0	0
33	6.188	3.813	5510.5	0
34	6.375	3.625	5459.9	0
35	6.563	3.438	5409.4	0
36	6.750	3.250	5358.9	0
37	6.938	3.063	5308.3	0
38	7.125	2.875	5257.8	0
39	7.313	2.688	5207.3	0
40	7.500	2.500	5156.8	0

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 si (mm)	鉄筋量 Ahi (mm ²)	有効長 di (mm)	体積比 ρ si
0	250	126.7	1000	0.002
1	250	126.7	1000	0.002
2	250	126.7	1000	0.002
3	250	126.7	1000	0.002
4	250	126.7	1000	0.002
5	250	126.7	1000	0.002
6	250	126.7	1000	0.002
7	250	126.7	1000	0.002
8	250	126.7	1000	0.002
9	250	126.7	1000	0.002
10	250	126.7	1000	0.002
11	250	126.7	1000	0.002
12	250	126.7	1000	0.002
13	250	126.7	1000	0.002
14	250	126.7	1000	0.002
15	250	126.7	1000	0.002
16	250	126.7	1000	0.002
17	250	126.7	1000	0.002
18	250	126.7	1000	0.002
19	250	126.7	1000	0.002
20	250	126.7	1000	0.002
21	250	126.7	1000	0.002
22	250	126.7	1000	0.002
23	250	126.7	1000	0.002
24	250	126.7	1000	0.002
25	250	126.7	1000	0.002
26	250	126.7	1000	0.002
27	250	126.7	1000	0.002
28	250	126.7	1000	0.002
29	250	126.7	1000	0.002
30	250	126.7	1000	0.002
31	250	126.7	1000	0.002
32	250	126.7	1000	0.002
33	250	126.7	1000	0.002
34	250	126.7	1000	0.002
35	250	126.7	1000	0.002
36	250	126.7	1000	0.002
37	250	126.7	1000	0.002
38	250	126.7	1000	0.002
39	250	126.7	1000	0.002
40	250	126.7	1000	0.002

(4) 各着目点のモーメントおよび曲率

i	モーメント(kN・m)				曲率(1/m)			
	ひび割れ Mci	初降伏 My0i	終局Mui		ひび割れ ϕ_{ci}	初降伏 ϕ_{y0i}	終局Mui	
			タイプⅠ	タイプⅡ			タイプⅠ	タイプⅡ
0	9802	14819	15877	15877	0.000095	0.000927	0.0230	0.0230
1	9785	14776	15833	15833	0.000095	0.000927	0.0231	0.0231
2	9767	14734	15789	15789	0.000095	0.000926	0.0233	0.0233
3	9750	14691	15745	15745	0.000095	0.000925	0.0234	0.0234
4	9732	14648	15702	15702	0.000095	0.000925	0.0235	0.0235
5	9714	14605	15658	15658	0.000094	0.000924	0.0236	0.0236
6	9697	14562	15614	15614	0.000094	0.000924	0.0237	0.0237
7	9679	14519	15570	15570	0.000094	0.000923	0.0239	0.0239
8	9662	14476	15527	15527	0.000094	0.000923	0.0240	0.0240
9	9644	14433	15483	15483	0.000094	0.000922	0.0241	0.0241
10	9627	14390	15439	15439	0.000093	0.000921	0.0242	0.0242
11	9609	14347	15395	15395	0.000093	0.000921	0.0243	0.0243
12	9592	14304	15351	15351	0.000093	0.00092	0.0245	0.0245
13	9574	14261	15307	15307	0.000093	0.00092	0.0246	0.0246
14	9557	14218	15263	15263	0.000093	0.000919	0.0247	0.0247
15	9539	14175	15219	15219	0.000093	0.000919	0.0249	0.0249
16	9522	14132	15175	15175	0.000092	0.000918	0.0250	0.0250
17	9504	14089	15131	15131	0.000092	0.000917	0.0251	0.0251
18	9487	14046	15087	15087	0.000092	0.000917	0.0252	0.0252
19	9469	14002	15043	15043	0.000092	0.000916	0.0254	0.0254
20	9451	13959	14999	14999	0.000092	0.000916	0.0255	0.0255
21	9434	13916	14954	14954	0.000091	0.000915	0.0257	0.0257
22	9416	13873	14910	14910	0.000091	0.000914	0.0258	0.0258
23	9399	13829	14866	14866	0.000091	0.000914	0.0259	0.0259
24	9381	13786	14822	14822	0.000091	0.000913	0.0261	0.0261
25	9364	13743	14778	14778	0.000091	0.000913	0.0262	0.0262
26	9346	13699	14733	14733	0.000090	0.000912	0.0264	0.0264
27	9328	13656	14689	14689	0.000090	0.000911	0.0265	0.0265
28	9311	13612	14644	14644	0.000090	0.000911	0.0267	0.0267
29	9293	13569	14599	14599	0.000090	0.00091	0.0269	0.0269
30	9276	13526	14555	14555	0.000090	0.00091	0.0270	0.0270
31	9258	13482	14510	14510	0.000089	0.000909	0.0272	0.0272
32	9241	13439	14465	14465	0.000089	0.000908	0.0274	0.0274
33	9223	13395	14421	14421	0.000089	0.000908	0.0275	0.0275
34	9205	13351	14376	14376	0.000089	0.000907	0.0277	0.0277
35	9188	13308	14331	14331	0.000089	0.000907	0.0279	0.0279
36	9170	13264	14286	14286	0.000089	0.000906	0.0281	0.0281
37	9153	13220	14241	14241	0.000088	0.000905	0.0283	0.0283
38	9135	13177	14197	14197	0.000088	0.000905	0.0284	0.0284
39	9117	13133	14152	14152	0.000088	0.000904	0.0286	0.0286
40	9100	13089	14107	14107	0.000088	0.000904	0.0288	0.0288

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi(m)	慣性力作用位置 までの高さ yi(m)	ひび割れ時 水平力 Pci(kN)	初降伏時 水平力 Py0i(kN)	終局時水平力 タイプ I Pui(kN)	終局時水平力 タイプ II Pui(kN)
0	0	10.000	980.20	1481.91	1587.65	1587.65
1	0.1875	9.813	997.15	1505.86	1613.53	1613.53
2	0.375	9.625	1014.75	1530.75	1640.43	1640.43
3	0.5625	9.438	1033.06	1556.63	1668.39	1668.39
4	0.75	9.250	1052.11	1583.56	1697.48	1697.48
5	0.9375	9.063	1071.93	1611.59	1727.77	1727.77
6	1.125	8.875	1092.61	1640.80	1759.34	1759.34
7	1.3125	8.688	1114.18	1671.27	1792.26	1792.26
8	1.5	8.500	1136.69	1703.09	1826.65	1826.65
9	1.6875	8.313	1160.22	1736.34	1862.57	1862.57
10	1.875	8.125	1184.84	1771.11	1900.15	1900.15
11	2.0625	7.938	1210.62	1807.55	1939.50	1939.50
12	2.25	7.750	1237.64	1845.72	1980.76	1980.76
13	2.4375	7.563	1266.01	1885.78	2024.05	2024.05
14	2.625	7.375	1295.82	1927.89	2069.56	2069.56
15	2.8125	7.188	1327.18	1972.17	2117.41	2117.41
16	3	7.000	1360.23	2018.84	2167.84	2167.84
17	3.1875	6.813	1395.08	2068.08	2221.05	2221.05
18	3.375	6.625	1431.92	2120.09	2277.25	2277.25
19	3.5625	6.438	1470.90	2175.13	2336.73	2336.73
20	3.75	6.250	1512.22	2233.47	2399.78	2399.78
21	3.9375	6.063	1556.09	2295.41	2466.71	2466.71
22	4.125	5.875	1602.77	2361.29	2537.91	2537.91
23	4.3125	5.688	1652.52	2431.53	2613.82	2613.82
24	4.5	5.500	1705.67	2506.55	2694.89	2694.89
25	4.6875	5.313	1762.56	2586.84	2781.65	2781.65
26	4.875	5.125	1823.61	2673.03	2874.73	2874.73
27	5.0625	4.938	1889.30	2765.75	2974.89	2974.89
28	5.25	4.750	1960.19	2865.77	3082.93	3082.93
29	5.4375	4.563	2036.89	2974.03	3199.85	3199.85
30	5.625	4.375	2120.16	3091.54	3326.79	3326.79
31	5.8125	4.188	2210.89	3219.58	3465.07	3465.07
32	6	4.000	2310.15	3359.63	3616.35	3616.35
33	6.1875	3.813	2419.15	3513.42	3782.48	3782.48
34	6.375	3.625	2539.42	3683.12	3965.77	3965.77
35	6.5625	3.438	2672.81	3871.33	4169.05	4169.05
36	6.75	3.250	2821.60	4081.26	4395.78	4395.78
37	6.9375	3.063	2988.60	4316.87	4650.25	4650.25
38	7.125	2.875	3177.39	4583.20	4937.95	4937.95
39	7.3125	2.688	3392.52	4886.70	5265.75	5265.75
40	7.5	2.500	3639.92	5235.72	5642.72	5642.72

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表になる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時 タイプ I	終局時 タイプ II
柱基部からの高さ(m)	0	0	0	0
水平力(kN)	980.20	1481.91	1587.65	1587.65

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

- ・ タイプ I 地震動Pu = 1587.65 (kN)
- ・ タイプ II 地震動Pu = 1587.65 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	yi(m)	$\phi_{ci}(1/m)$	$\phi_{ci} \cdot y_i$	$\phi_{y0i}(1/m)$	$\phi_{y0i} \cdot y_i$	$\Delta y_i(m)$
0	10.000	0.000095	0.000954	0.00092722	0.009272	—
1	9.813	0.000094	0.000918	0.00088750	0.008709	0.1875
2	9.625	0.000092	0.000883	0.00084741	0.008156	0.1875
3	9.438	0.000090	0.000849	0.00080695	0.007616	0.1875
4	9.250	0.000088	0.000816	0.00076612	0.007087	0.1875
5	9.063	0.000086	0.000783	0.00072492	0.006570	0.1875
6	8.875	0.000085	0.000750	0.00068334	0.006065	0.1875
7	8.688	0.000083	0.000719	0.00064136	0.005572	0.1875
8	8.500	0.000081	0.000688	0.00059898	0.005091	0.1875
9	8.313	0.000079	0.000658	0.00055621	0.004623	0.1875
10	8.125	0.000077	0.000628	0.00051302	0.004168	0.1875
11	7.938	0.000076	0.000600	0.00046941	0.003726	0.1875
12	7.750	0.000074	0.000571	0.00042539	0.003297	0.1875
13	7.563	0.000072	0.000544	0.00038093	0.002881	0.1875
14	7.375	0.000070	0.000517	0.00033602	0.002478	0.1875
15	7.188	0.000068	0.000491	0.00029068	0.002089	0.1875
16	7.000	0.000067	0.000466	0.00024487	0.001714	0.1875
17	6.813	0.000065	0.000441	0.00019861	0.001353	0.1875
18	6.625	0.000063	0.000417	0.00015186	0.001006	0.1875
19	6.438	0.000061	0.000394	0.00010465	0.000674	0.1875
20	6.250	0.000059	0.000371	0.00008973	0.000561	0.1875
21	6.063	0.000058	0.000349	0.00008702	0.000528	0.1875
22	5.875	0.000056	0.000328	0.00008431	0.000495	0.1875
23	5.688	0.000054	0.000307	0.00008160	0.000464	0.1875
24	5.500	0.000052	0.000287	0.00007889	0.000434	0.1875
25	5.313	0.000050	0.000268	0.00007619	0.000405	0.1875
26	5.125	0.000049	0.000249	0.00007348	0.000377	0.1875
27	4.938	0.000047	0.000231	0.00007078	0.000349	0.1875
28	4.750	0.000045	0.000214	0.00006807	0.000323	0.1875
29	4.563	0.000043	0.000197	0.00006537	0.000298	0.1875
30	4.375	0.000041	0.000181	0.00006267	0.000274	0.1875
31	4.188	0.000040	0.000166	0.00005997	0.000251	0.1875
32	4.000	0.000038	0.000152	0.00005727	0.000229	0.1875
33	3.813	0.000036	0.000138	0.00005458	0.000208	0.1875
34	3.625	0.000034	0.000124	0.00005188	0.000188	0.1875
35	3.438	0.000033	0.000112	0.00004918	0.000169	0.1875
36	3.250	0.000031	0.000100	0.00004649	0.000151	0.1875
37	3.063	0.000029	0.000089	0.00004380	0.000134	0.1875
38	2.875	0.000027	0.000078	0.00004111	0.000118	0.1875
39	2.688	0.000025	0.000068	0.00003842	0.000103	0.1875
40	2.500	0.000024	0.000059	0.00003573	0.000089	0.1875

$$\begin{aligned}\delta_c &= \int \phi_c \cdot y dy = \sum (\phi_{ci} \cdot y_i + \phi_{ci-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2000 \\ &= 3.20 \quad (\text{mm}) \quad (\text{H14道示V 解10.3.6})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{y0} &= \int \phi_{y0} \cdot y dy = \sum (\phi_{y0i} \cdot y_i + \phi_{y0i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2000 \\ &= 17.66 \quad (\text{mm}) \quad (\text{H14道示V 解10.3.6})\end{aligned}$$

δ_c : ひび割れ変位

δ_{y0} : 初降伏変位

y_i : 各断面から慣性力作用位置までの高さ (m)

ϕ_{ci} : 慣性力作用位置にひび割れ水平力 P_c を載荷したときの各断面の曲率 (1/m)

ϕ_{y0i} : 慣性力作用位置に初降伏水平力 P_{y0} を載荷したときの各断面の曲率 (1/m)

(8) 終局変位

δ_u : 終局変位

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長(mm)} = 0.2 h - 0.1 D \leq 0.5 D \text{ かつ } \geq 0.1 D$$

$$= 1780 \leq 1100 \text{ かつ } \geq 220$$

$$= 1100 \quad (\text{H14道示 V 式10.3.7})$$

D : 断面高さ = 2200 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 10000 (mm)

M_{y0} : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 14819 (kN・m)

ϕ_{y0} : 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.0009272 (1/m)

δ_{y0} : 橋脚の初降伏変位 = 17.66 (mm)

タイプ I 地震動

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) = 248.03 \text{ (mm)}$$

(H14道示 V 式10.3.6)

ここに

ϕ_u : 橋脚基部断面における終局曲率 = 0.0230335 (1/m)

ϕ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率 = $(\frac{M_u}{M_{y0}}) \phi_{y0} = 0.0009934$ (1/m)

(H14道示 V 解10.3.7)

δ_y : 橋脚の降伏変位 = $(\frac{M_u}{M_{y0}}) \delta_{y0} = 18.92$ (mm)

(H14道示 V 式10.3.4)

M_u : 橋脚基部断面における終局モーメント = 15876.5 (kN・m)

タイプ II 地震動

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) = 248.03 \text{ (mm)}$$

ここに

ϕ_u : 橋脚基部断面における終局曲率 = 0.0230335 (1/m)

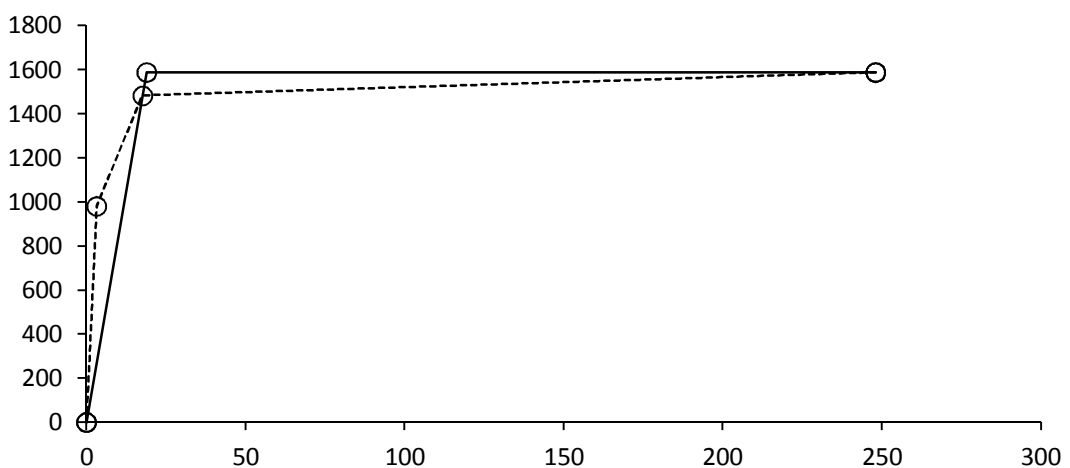
ϕ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率 = $(\frac{M_u}{M_{y0}}) \phi_{y0} = 0.0009934$ (1/m)

δ_y : 橋脚の降伏変位 = $(\frac{M_u}{M_{y0}}) \delta_{y0} = 18.92$ (mm)

M_u : 橋脚基部断面における終局モーメント = 15876.5 (kN・m)

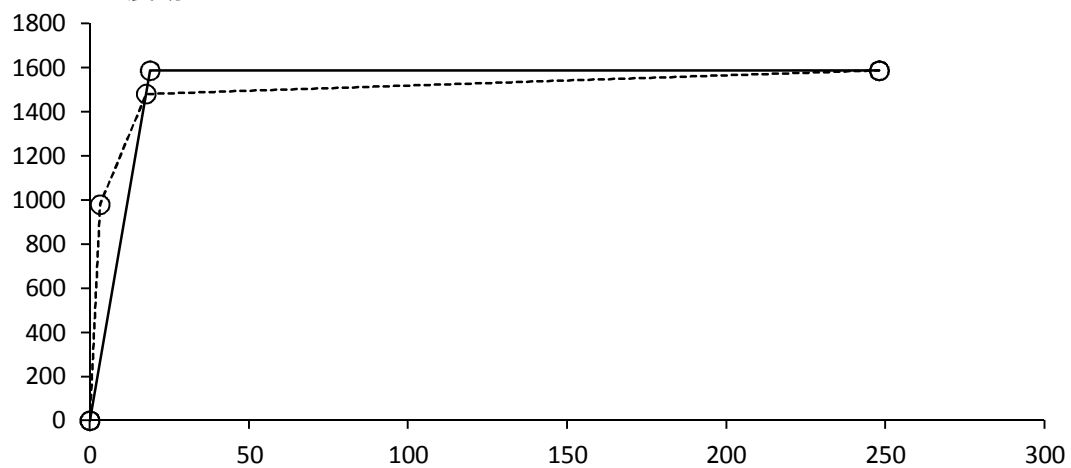
(9) 水平力-水平変位の関係

タイプ I 地震動



		水平力(kN)	変位(mm)
ひび割れ時	C	980.20	3.20
初降伏時	Y0	1481.91	17.66
降伏時	Y	1587.65	18.92
終局時	U	1587.65	248.03

タイプⅡ地震動



		水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時	C	980.20	3.20
初降伏時	Y0	1481.91	17.66
降伏時	Y	1587.65	18.92
終局時	U	1587.65	248.03

1. 2. 4せん断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

P_s : せん断耐力

P_{s0} : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力(kN)

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力(kN)

S_{c0} : コンクリートが負担するせん断耐力(kN)
(正負交番作用に影響する補正係数を1.0とした場合)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 = 21.0 (N/mm²)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.33 (N/mm²)

(H14道示V 表10.5.1)

σ_{ck}	21	24	27	30	40
τ_c	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点強度 = 295 (N/mm²)

h_p : 橋脚高さ(基部から天端) = 10000 (mm)

ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.838

(H14道示V 表10.5.2)

有効高d(mm)	1000以下	3000	5000	10000以上
C_e	1	0.7	0.6	0.5

c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 0.9

(H14道示V 表10.5.3)

鉄筋比(%)	0.2	0.3	0.5	1.0以上
C_{pt}	0.9	1.0	1.2	1.5

p_t : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 0.16 (%)

$$P_t = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100$$

b : 部材断面幅 = 5000 (mm)

d : 部材断面の有効高 = 2080 (mm)

S_s : 斜引張鉄筋が負担するせん断耐力(kN)

A_w : 斜引張鉄筋の総断面積 = 760 (mm²)

a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 = 250 (mm)

タイプⅠ地震動

$P_{s0} = S_{c0} + S_s = 4211$ (kN)

$P_s = S_c + S_s = 3176$ (kN)

(H14道示V 式10.5.1)

$S_{c0} = ce \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000 = 2588$ (kN)

$S_c = cc \cdot ce \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000 = 1553$ (kN)

(H14道示V 式10.5.2)

$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} / 1000 = 1622$ (kN)

(H14道示V 式10.5.3)

ここに、

cc : 正負交番作用による補正係数 = 0.6

タイプⅡ地震動

$P_{s0} = S_{c0} + S_s = 4211$ (kN)

$P_s = S_c + S_s = 3693$ (kN)

$S_{c0} = ce \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000 = 2588$ (kN)

$S_c = cc \cdot ce \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000 = 2071$ (kN)

$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} / 1000 = 1622$ (kN)

ここに、

cc : 正負交番作用による補正係数 = 0.8

1. 2. 5破壊形態ならびに地震保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプⅠ地震動

$$\left. \begin{array}{l} P_a = P_u < P_s \quad \dots \text{曲げ破壊型} \\ P_s < P_u < P_{s0} \quad \dots \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0} < P_u \quad \dots \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \quad (\text{H14道示Ⅴ 式10.2.1})$$

$P_u = 1587.65$ (kN) より、曲げ破壊型 となる。
よって、 μ_a は

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 5.035 \quad (\text{H14道示Ⅴ 式10.2.3})$$

(2) タイプⅡ地震動

$$\begin{array}{l} P_a = P_u < P_s \quad \dots \text{曲げ破壊型} \\ P_s < P_u < P_{s0} \quad \dots \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0} < P_u \quad \dots \text{せん断破壊型} \end{array}$$

$P_u = 1587.65$ (kN) より、曲げ破壊型 となる。
よって、 μ_a は

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 9.071$$

ここに、

P_a : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μ_a : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α : 安全係数は下記表の値を使用する。

(H14道示Ⅴ 表10.2.1)

耐震性能	タイプⅠ	タイプⅡ
耐震性能2	3	1.5
耐震性能3	2.4	1.2

1. 2. 6作用荷重

(1) 設計水平震度

タイプⅠ地震動

$$\left. \begin{aligned} khc1 &= cs \cdot cIz \cdot khco = 0.282 \\ khc2 &= cs \cdot 0.3 = 0.100 \\ khc3 &= cIz \cdot 0.4 = 0.400 \\ khc &= \max(khc1, khc2, khc3) = 0.400 \end{aligned} \right\} \text{(H14道示Ⅴ 式6.4.1)}$$

khc : 設計水平震度

cIz : 地域別補正係数 = 1.0

cs : 構造物特性補正係数 = 0.332

$$cs = \frac{1}{\sqrt{2 \mu a - 1}} \text{ (H14道示Ⅴ 式6.4.5)}$$

μa : 許容塑性率 = 5.035

khc1 : 設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

khc2 : 例外規定「khc0にcIzを乗じた値が0.3を下回る」ときの震度

khc3 : 例外規定「設計水平震度が0.4にcIzを乗じた値を下回る」ときの震度

タイプⅡ地震動

$$\left. \begin{aligned} khc1 &= cs \cdot cIIz \cdot khco = 0.423 \\ khc2 &= cs \cdot 0.6 = 0.145 \\ khc3 &= cIIz \cdot 0.4 = 0.400 \\ khc &= \max(khc1, khc2, khc3) = 0.423 \end{aligned} \right\} \text{(H14道示Ⅴ 式6.4.3)}$$

khc : 設計水平震度

cIIz : 地域別補正係数 = 1.0

cs : 構造物特性補正係数 = 0.2415

$$cs = \frac{1}{\sqrt{2 \mu a - 1}}$$

μa : 許容塑性率 = 9.071

khc1 : 設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

khc2 : 例外規定「khc0にcIIzを乗じた値が0.6を下回る」ときの震度

khc3 : 例外規定「設計水平震度が0.4にcIIzを乗じた値を下回る」ときの震度

(2) 等価重量

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

Wp : 橋脚の重量 = 3393.01 (kN)

タイプⅠ地震動

W = Wu + cp · Wp = 5285.51 (kN) (H14道示Ⅴ 式6.4.8)

Wu : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 Wu = 3785.00 (kN)

cp : 等価重量算出係数 = 0.5

タイプⅡ地震動

W = Wu + cp · Wp = 5285.51 (kN)

Wu : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 Wu = 3785.00 (kN)

cp : 等価重量算出係数 = 0.5

(H14道示Ⅴ 表6.4.3)

曲げ破壊型又は 曲げ損傷からせん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

1. 2. 7水平耐力の照査

(1) タイプⅠ地震動

$$Pa = 1587.65 < khc \cdot W = 2114.20$$

(H14道示Ⅴ 式6.4.6)

判定 OUT

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} = 0.400 \\ W &: \text{等価重量} = 5285.51 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) タイプⅡ地震動

$$Pa = 1587.65 < khc \cdot W = 2234.09$$

判定 OUT

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} = 0.423 \\ W &: \text{等価重量} = 5285.51 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

1. 2. 8残留変位による判定

$$\delta Ra : \text{橋脚の許容残留変位 (mm)} = 100.00$$

$$C_R : \text{残留変位補正係数(鉄筋コンクリートでは0.6)} = 0.6$$

$$r : \text{降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比(鉄筋コンクリートでは0)} = 0.0$$

※ δRa は原則として、橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さの1/100とする。

(1) タイプⅠ地震動

$$\delta R < \delta Ra \quad (\text{H14道示Ⅴ 式6.4.7})$$

判定 OK

ここに、

$$\begin{aligned} \delta_R &: \text{橋脚の残留変位} \\ \delta_R &= C_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_y = 39.79 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(H14道示Ⅴ 式6.4.9)

μ_r : 橋脚の最大応答塑性率

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c I_z \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 4.504 \quad (\text{H14道示Ⅴ 式6.4.10})$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = 18.92 \text{ (mm)}$$

(2) タイプⅡ地震動

$$\delta R > \delta Ra \quad \text{判定} \quad \text{OUT}$$

ここに、

$$\begin{aligned} \delta_R &: \text{橋脚の残留変位} \\ \delta_R &= C_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_y = 187.03 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

μ_r : 橋脚の最大応答塑性率

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c I_z \cdot khco \cdot W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 17.471$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = 18.92 \text{ (mm)}$$

1. 2. 9基礎設計用水平震度

(1) タイプⅠ地震動

$$P_u = 1587.65 \quad (\text{kN})$$

$$W = 5285.51 \quad (\text{kN})$$

$$k_{hp} = \frac{C_{dF} \cdot P_u}{W} = 0.33 \quad (\text{H14道示 V 式6.4.11})$$

(2) タイプⅡ地震動

$$P_u = 1587.65 \quad (\text{kN})$$

$$W = 5285.51 \quad (\text{kN})$$

$$k_{hp} = \frac{C_{dF} \cdot P_u}{W} = 0.33$$

ここに、

k_{hp} : 地震時保有水平耐力による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

C_{dF} : k_{hp} 算出のための補正係数で1.1とする

P_u : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

1. 2. 10固有周期算定用剛性

はり下端から慣性力作用位置までを剛体として、固有値算定に用いる剛性を求める。

$$I_y = K \frac{(h^3 - h_u^3)}{(3 \cdot E)} = 1.17136 \quad (\text{m}^4)$$

$$K = \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{P_{y0}}{\delta_{y0}} = 83891.99 \quad (\text{kN/m})$$

ここに、

I_y : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

P_y : 降伏水平耐力

δ_y : 降伏変位

P_{y0} : 橋脚の初降伏水平耐力 = 1481.91 (kN)

δ_{y0} : 橋脚の初降伏変位 = 17.66 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 10.000 (m)

h_u : はり下端から上部工慣性力作用位置までの距離 = 2.500 (m)

E : コンクリートのヤング係数 = 23500000 (kN/m²)

1. 2. 11結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプ I	レベル2 タイプ II
耐震性の判定	OUT	OUT

水平耐力に対する判定	$P_a < k_h c \cdot W$ OUT	$P_a < k_h c \cdot W$ OUT
地震時保有水平耐力 P_a (kN)	1587.65	1587.65
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 P_u (kN)	1587.65	1587.65
せん断耐力 P_{s0} (係数1.0) (kN)	4210.88	4210.88
せん断耐力 P_s (kN)	3175.51	3693.20
$k_h c \cdot W$ (kN)	2114.20	2234.09
設計水平震度 $k_h c$	0.400	0.423
構造物特性補正係数 c_s	0.332	0.242
許容塑性率 μ_a	5.035	9.071
$c_z \cdot k_h c$	0.850	1.750
等価重量 W (kN)	5285.51	5285.51
等価重量算出係数 c_p	0.50	0.50
基礎照査に用いる設計水平震度	0.33	0.33
$k_h p$ 算定に用いる耐力	P_u	P_u
耐力に大きな余裕	ない	ない
$1.5 \cdot k_h c \cdot W$ (kN)	3171.30	3351.13
判定に用いる耐力	P_u	P_u

残留変位に対する判定	$\delta_R < \delta_{Ra}$ OK	$\delta_R > \delta_{Ra}$ OUT
許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	100.00	100.00
慣性力作用位置 h (mm)	10000.00	10000.00
残留変位 δ_R (mm)	39.79	187.03
残留変位補正係数	0.60	0.60
最大応答塑性率	4.50	17.47
降伏剛性に対する2次剛性の比	0.00	0.00
降伏変位 (mm)	18.92	18.92

変位

降伏変位 δ_y (mm)	18.92	18.92
終局変位 δ_u (mm)	248.03	248.03

降伏剛性

降伏剛性 K_y (kN/m)	83891.99	83891.99
柱部の断面2次モーメント I (m^4)	1.17136	1.17136
はり部の断面2次モーメント	剛体	剛体

1. 3柱の設計(レベル2地震動に対する動的解析による照査)

1. 3. 1動的解析データ

(1) 設計対象

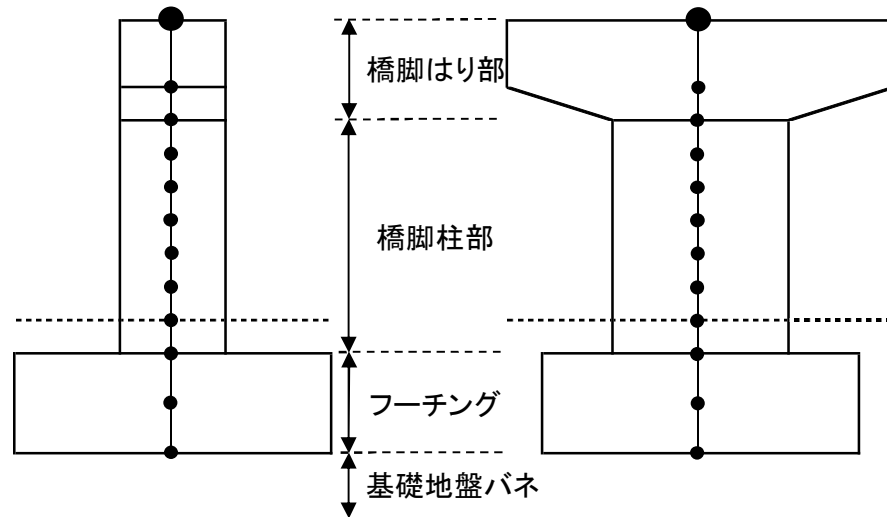
RC既設橋脚

※ 動的解析には土木・建築向け汎用3次元動解析プログラム「TDAPⅢ」を使用する。

※ 橋脚柱部には、降伏～終局からなるバイリニア型の骨格曲線を有する

Takedaモデルを用い、橋脚はり部、フーチング部は弾性体とする。

※ 基礎は、フーチング底面位置における線形のパネ(水平, 鉛直, 回転成分)としてモデル化する。

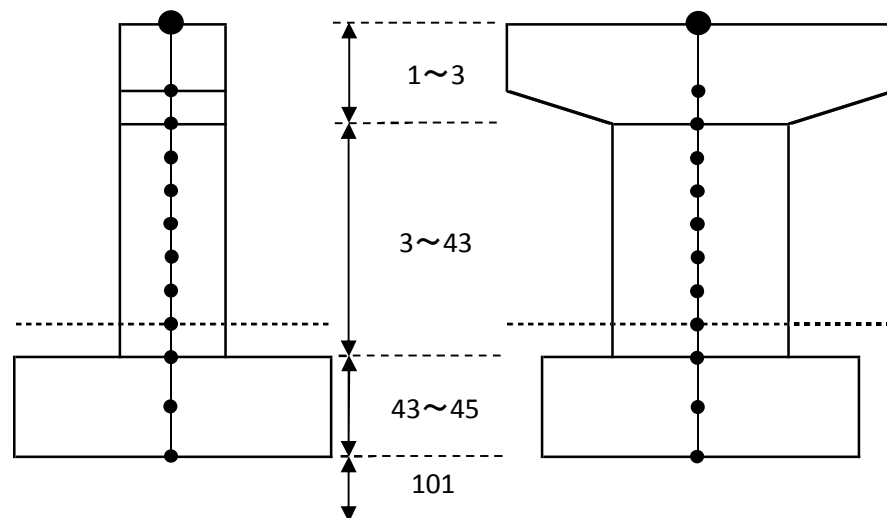


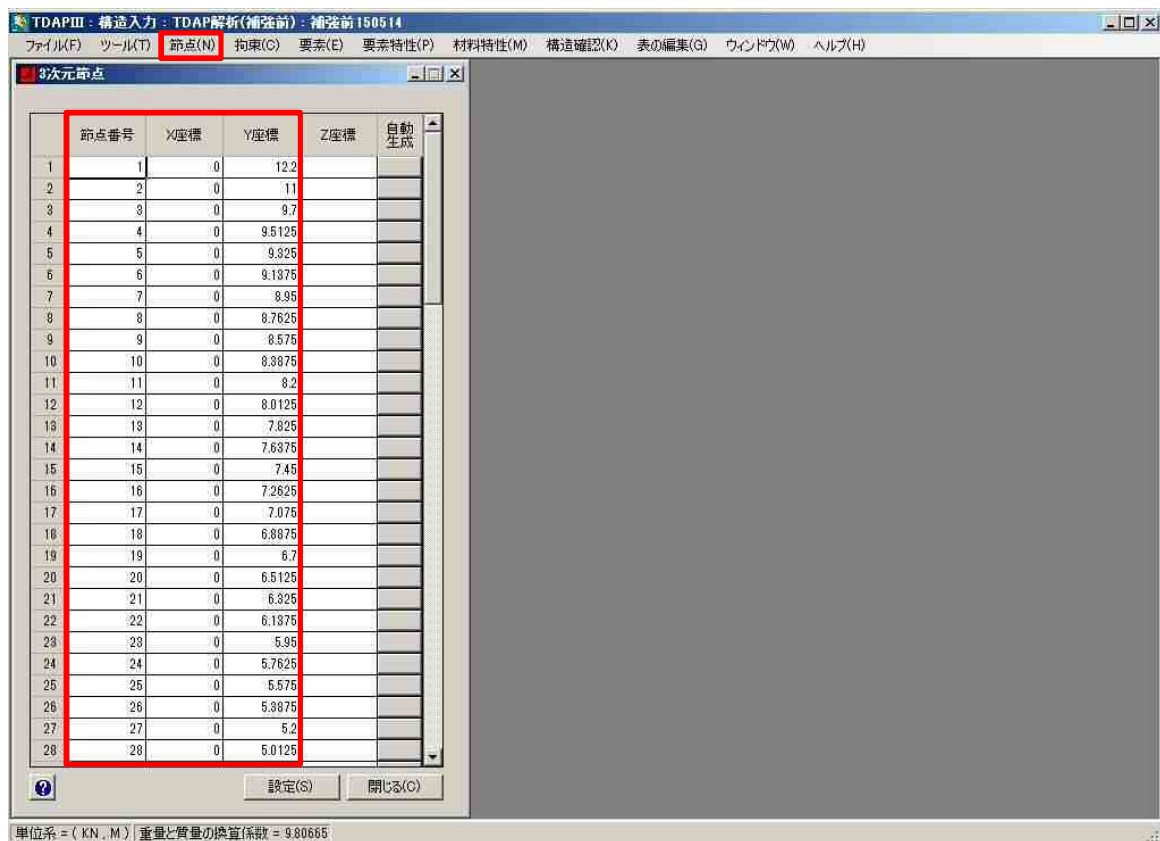
(2) 節点分割

橋脚はり部やフーチングは橋脚柱部より剛性が高くほぼ剛体振動すると考えられることから、最小の節点数でモデル化する。

橋脚柱部は水平耐力及び水平変位の算出のため、道路橋示方書・同解説より50分割程度とする。

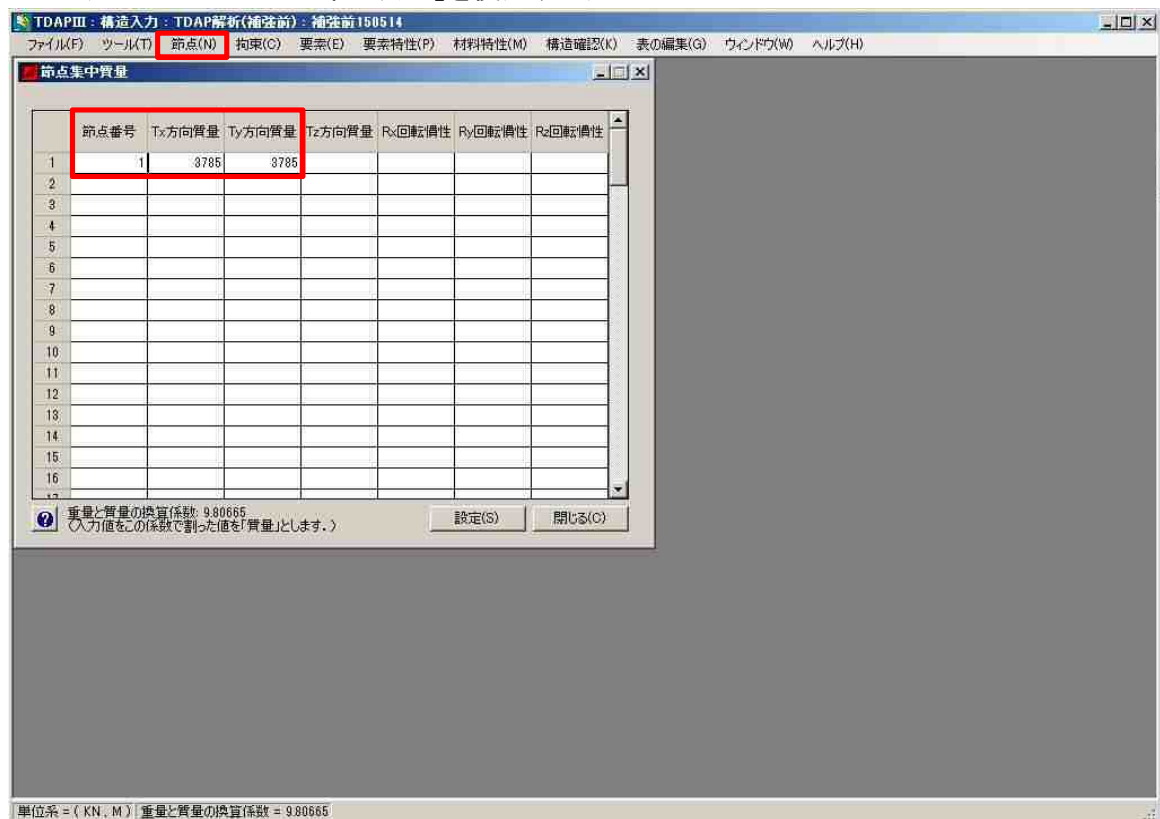
動的解析 節点ナンバー





(3) 上部構造

対象橋脚が支持する上部構造部分の重量を節点に与える。
(重量は「1. 1. 2上部工反力」を使用する)



(4) 支承

支承は固定支承とする。

(5) 橋脚

橋脚は、曲げ、せん断、軸力に抵抗するはり部材としてモデル化する。

橋脚柱部には非線形性を考慮するため、降伏～終局からなるバイリニア型の骨格曲線を有するTakedaモデルを使用する。(入力値は「1.2.3水平耐力及び水平変位」を使用する)

橋脚はり部、フーチング部は弾性体と仮定する。

単位系 = (KN, M) 重量と質量の換算係数 = 9.80665



2次元はり要素作成

単位系 = (KN, M) 重量と質量の換算係数 = 9.80665

$$I = \frac{M}{\Phi \cdot E}$$



2次元はり要素特性入力

TDAPIII：構造入力：TDAP解析(補強前)：補強前150514

ファイル(F) ツール(T) 節点(N) 拘束(C) 要素(E) 要素特性(P) **材料特性(M)** 構造確認(K) 表の編集(G) ウィンドウ(W) ヘルプ(H)

線形材料特性

材料特性番号	ヤング率	せん断弾性係数	ポアソン比	質量密度	減衰比	粘着力	内部摩擦角 [deg]	間隙圧係数 (0~1)	せん断強度 (0~)	引張り強度 (0~)
1	1	23500000	0.2	24.5	0.02					
2	3	23500000	0.2	24.5	0.02					
3	4	23500000	0.2	24.5	0.02					
4	5	23500000	0.2	24.5	0.02					
5	6	23500000	0.2	24.5	0.02					
6	7	23500000	0.2	24.5	0.02					
7	8	23500000	0.2	24.5	0.02					
8	9	23500000	0.2	24.5	0.02					
9	10	23500000	0.2	24.5	0.02					
10	11	23500000	0.2	24.5	0.02					
11	12	23500000	0.2	24.5	0.02					
12	13	23500000	0.2	24.5	0.02					
13	14	23500000	0.2	24.5	0.02					
14	15	23500000	0.2	24.5	0.02					
15	16	23500000	0.2	24.5	0.02					
16	17	23500000	0.2	24.5	0.02					
17	18	23500000	0.2	24.5	0.02					
18	19	23500000	0.2	24.5	0.02					
19	20	23500000	0.2	24.5	0.02					
20	21	23500000	0.2	24.5	0.02					
21	22	23500000	0.2	24.5	0.02					
22	23	23500000	0.2	24.5	0.02					
23	24	23500000	0.2	24.5	0.02					
24	25	23500000	0.2	24.5	0.02					
25	26	23500000	0.2	24.5	0.02					
26	27	23500000	0.2	24.5	0.02					
27	28	23500000	0.2	24.5	0.02					

粘着力、内部摩擦角、間隙圧係数、せん断強度、引張り強度は、平面要素および2次元側方境界要素のときのみ有効です。また、せん断強度、引張り強度ともに空白の場合は粘着力と内部摩擦角で破壊線が決まります。

重量と質量の換算係数: 9.80665
(入力値をこの係数で割った値を「質量」とします。)

設定(S) 閉じる(C)

単位系 = (KN, M) 重量と質量の換算係数 = 9.80665

TDAPIII：構造入力：TDAP解析(補強前)：補強前150514

ファイル(F) ツール(T) 節点(N) 拘束(C) 要素(E) 要素特性(P) **材料特性(M)** 構造確認(K) 表の編集(G) ウィンドウ(W) ヘルプ(H)

非線形材料特性(はり)

材料特性番号	曲げ非線形モデル名称	設定	せん断非線形モデル名称	設定
1	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
2	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
3	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
4	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
5	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
6	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
7	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
8	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
9	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
10	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
11	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
12	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
13	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
14	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
15	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	
16	031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)		線形弾性	

非線形材料特性(はり-曲げ)の設定 - (材料番号: 3)

非線形モデル名(M)
031 非対称最大点指向バイリニア(武田型)

降伏点歪み <+側>: ϵ_1 0.0009744
剛性低下率 <+側>: a_1 0.00001
降伏点歪み <-側>: ϵ_2
剛性低下率 <-側>: a_2
除荷パラメータ α (空白の場合 -0.3) -0.5

応軸: 曲げモーメント, せん断力
横軸: 曲率, せん断角(ラジアン)
表記: E-I, G-As

OK キャンセル

$K_d^+ = K_1 (\epsilon_{max} / \epsilon_1)^\alpha$
 $K_d^- = K_1 (\epsilon_{min} / \epsilon_2)^\alpha$

単位系 = (KN, M) 重量と質量の換算係数 = 9.80665

- (6) 基礎及び基礎バネ
フーチング底面位置における線形のバネ(水平、鉛直、回転成分)としてモデル化する。

TDAP III: 構造入力: TDAP解析(補強前): 補強前 150514

ファイル(F) ツール(T) 節点(N) 拘束(C) 要素(E) 要素特性(P) 材料特性(M) 構造確認(K) 表の編集(G) ウィンドウ(W) ヘルプ(H)

節点バネ要素

要素番号	要素特性番号	節点番号	Vx	Vy	Vz	Wx	Wy	Wz	Tx	Ty	Tz	Rx	Ry	Rz	自動生成
101	101	45							☒	☒	☐	☐	☐	☐	☒

節点バネ要素特性

要素特性番号	減衰比	K11	K22	K33	K12	K13	K23
101	0.2	3280067	4012011	39979800	0	-4975394	0

自由度は8個まで指定可能。部材座標系のX軸とY軸は、全体座標系は「直交」させて下さい。

要素で指定した自由度 Tx,Ty,Tz,Rx,Ry,Rz の左から順に 第1,第2,第3自由度に対応

単位系 = (KN, M) | 重量と質量の換算係数 = 9.80665

- (7) 減衰の設定
減衰の設定には、Rayleigh減衰を使用した。なお、各部材の材料減衰定数は、橋脚では2% 基礎では20%とする。

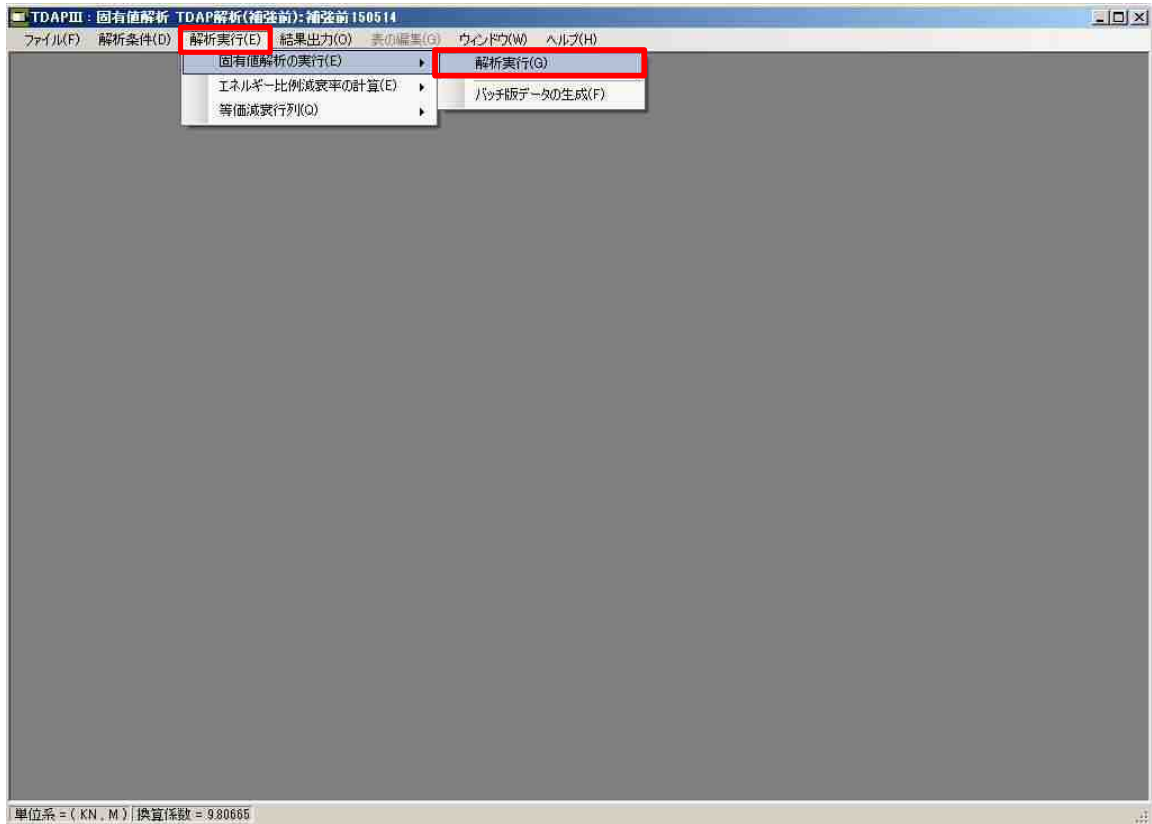
各構造要素の減衰定数の標準値

各構造要素の減衰定数の標準値				
構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02	0.03	-	
弾性支承	0.03		-	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋脚	0.03	0.05	0.01 コンクリート 充填無	0.02
			0.02 コンクリート 充填有	
基礎	0.1	Ⅰ種地盤上の基礎及び Ⅱ種地盤上の直接基礎	-	
	0.2			

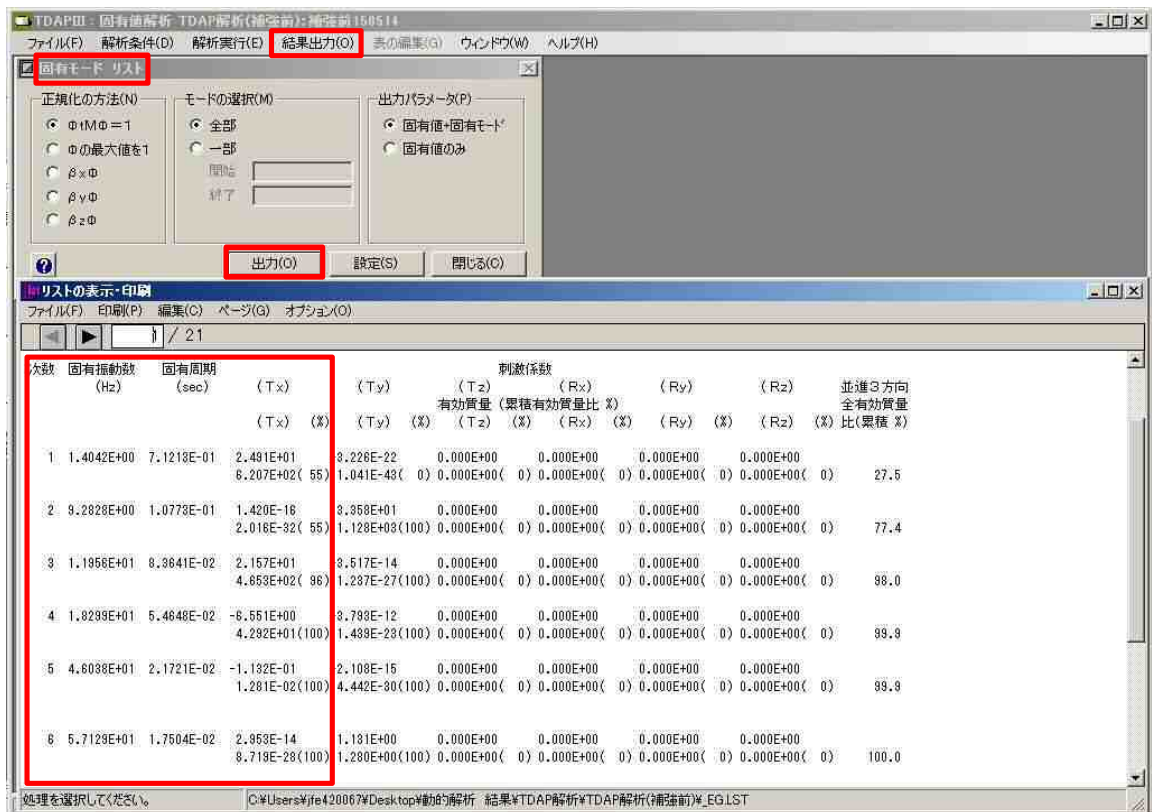
1. 3. 2固有値解析

(1) 固有値解析の実施

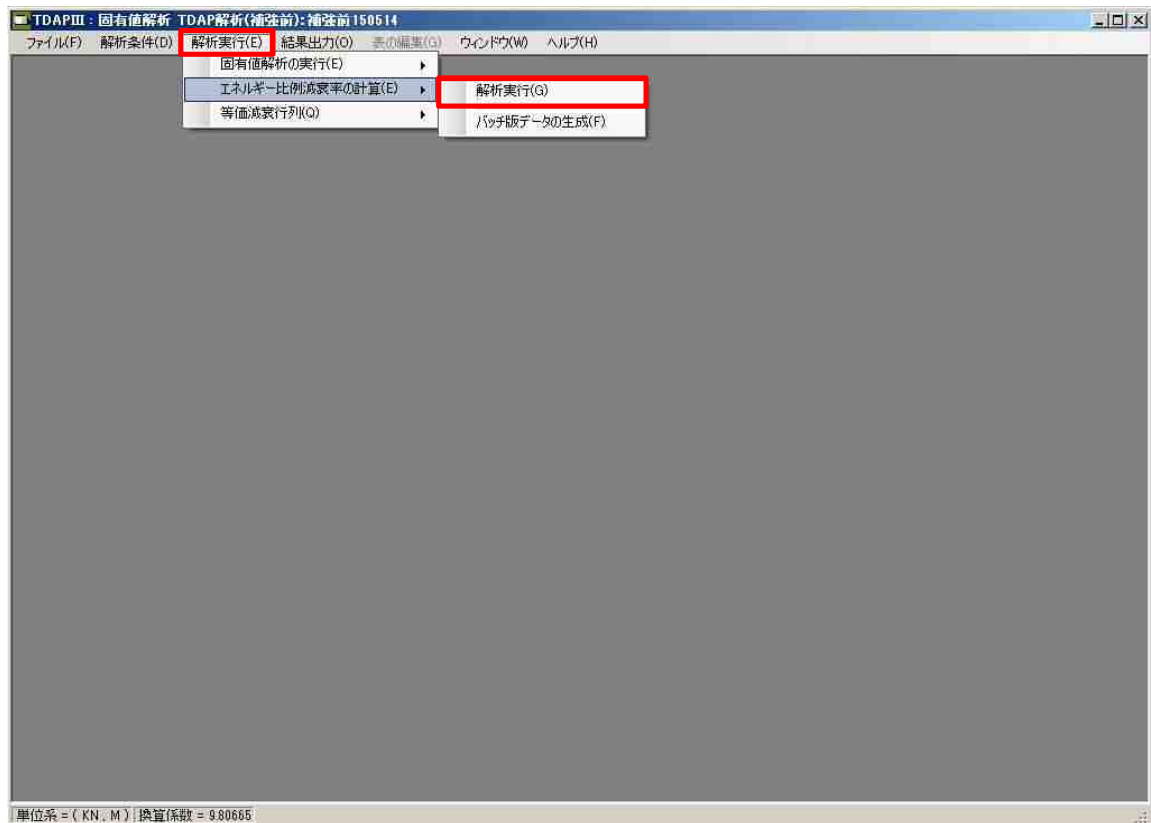
固有値解析を実施し、固有周期、固有振動数、および刺激係数を算出する。
刺激係数は、どの振動モードが地震応答に寄与するかを表す指標であり、この値が大きいほど振動に及ぼす影響が大きいモードと考えることができる。



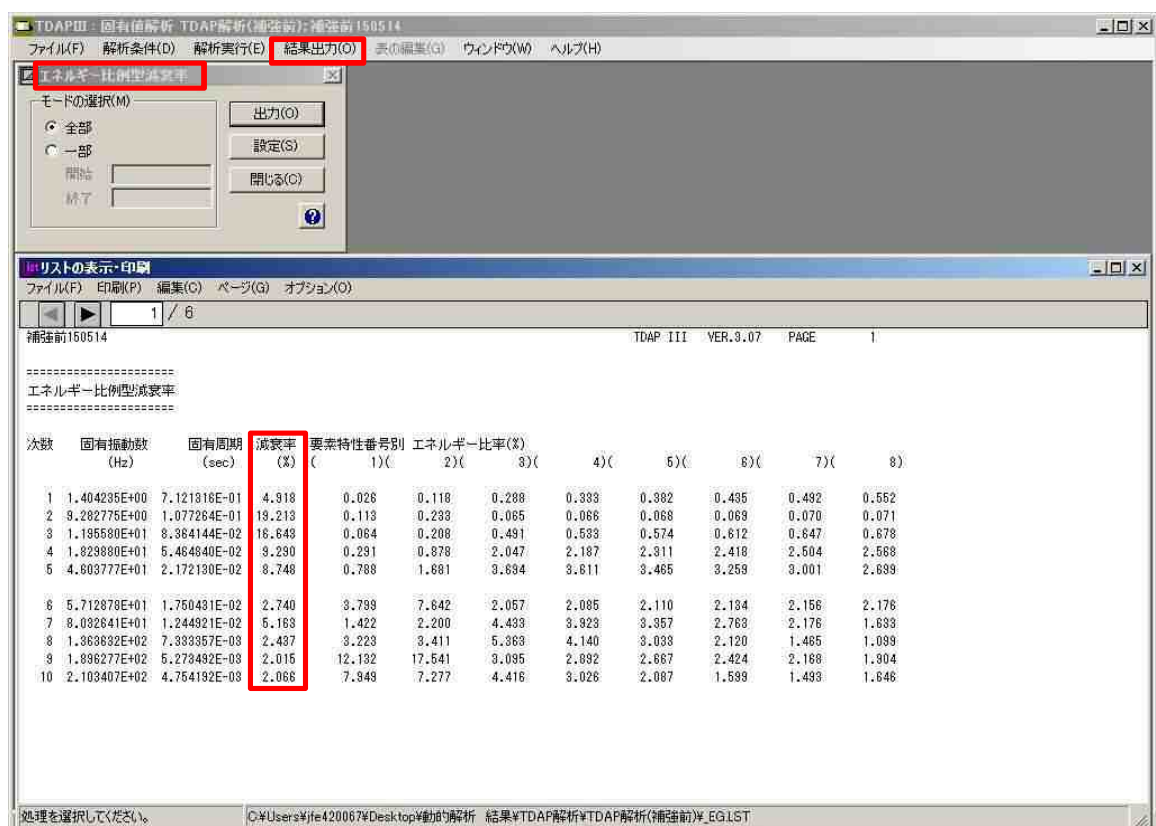
固有値解析実施



(2) エネルギー比例減衰率の計算



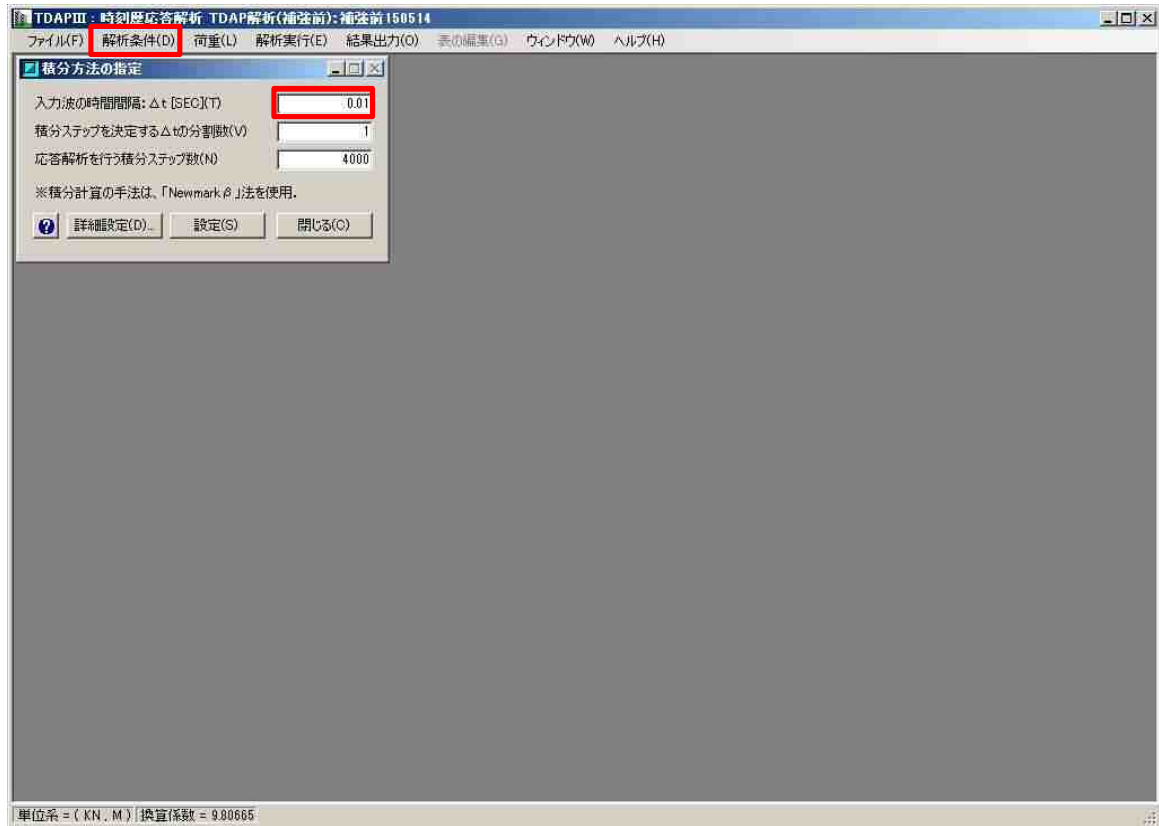
エネルギー比例減衰率 解析実



1. 3. 3動的解析

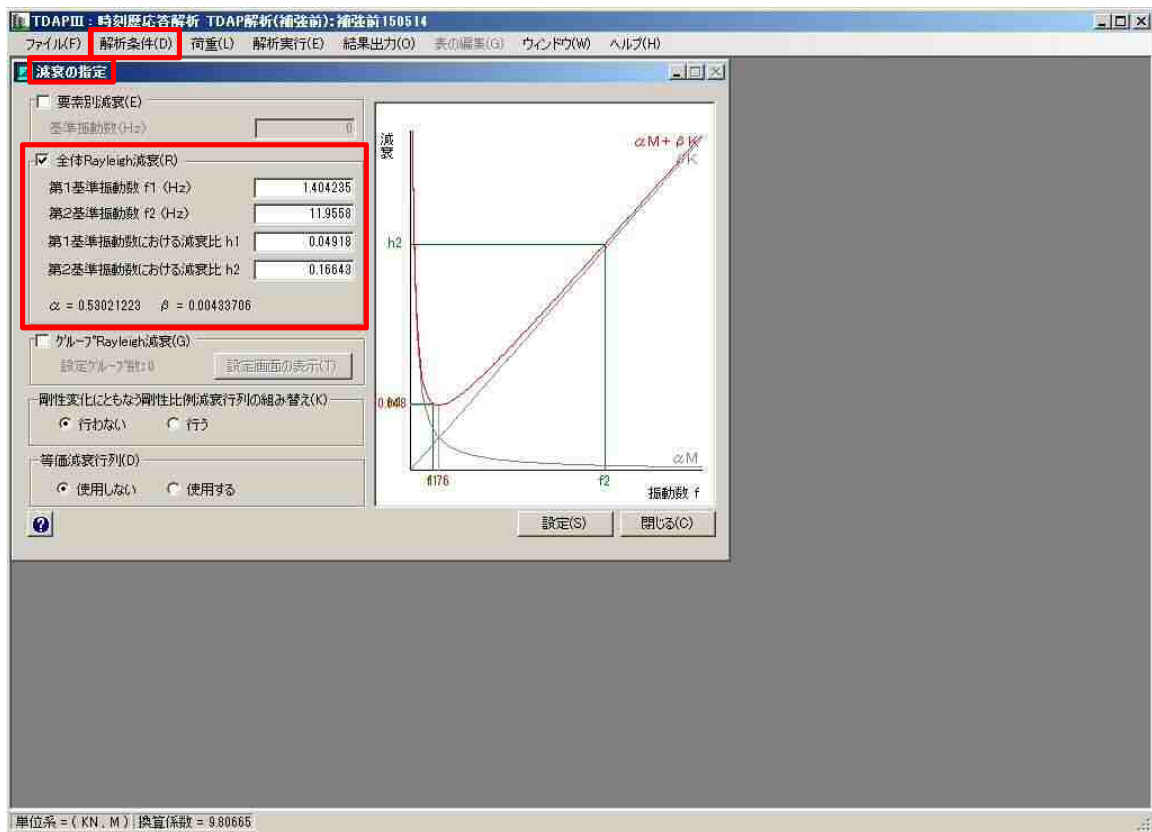
(1) 解析手法

動的解析には、Newmark β 法による時刻歴応答解析を用いる。
線形解析の積分時間間隔としては、一般的な0.01秒とした。



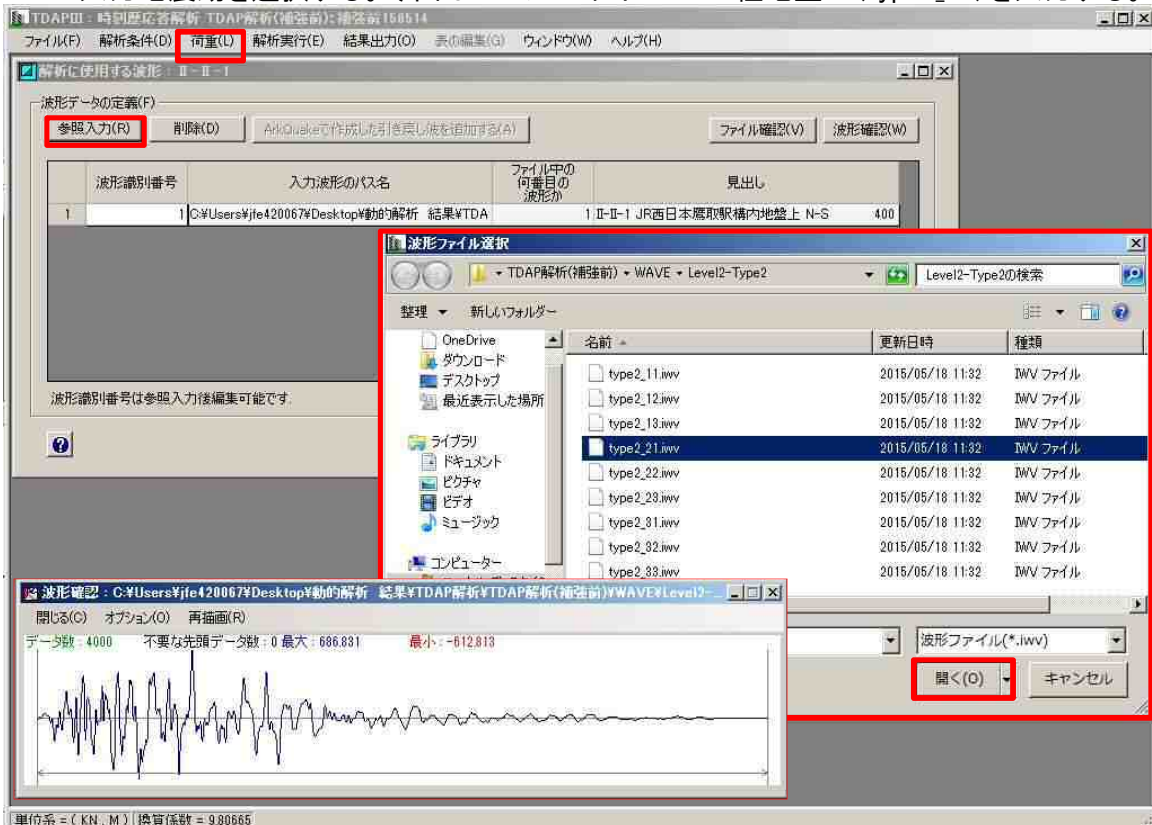
(2) 減衰の設定

Rayleigh減衰の設定を行うには、2つの固有振動モードを選択する。
一般、2つの固有振動モードとしては刺激係数の大きい2つのモードを選択する。
ここでは、刺激係数の大きい1次と3次を選択している。

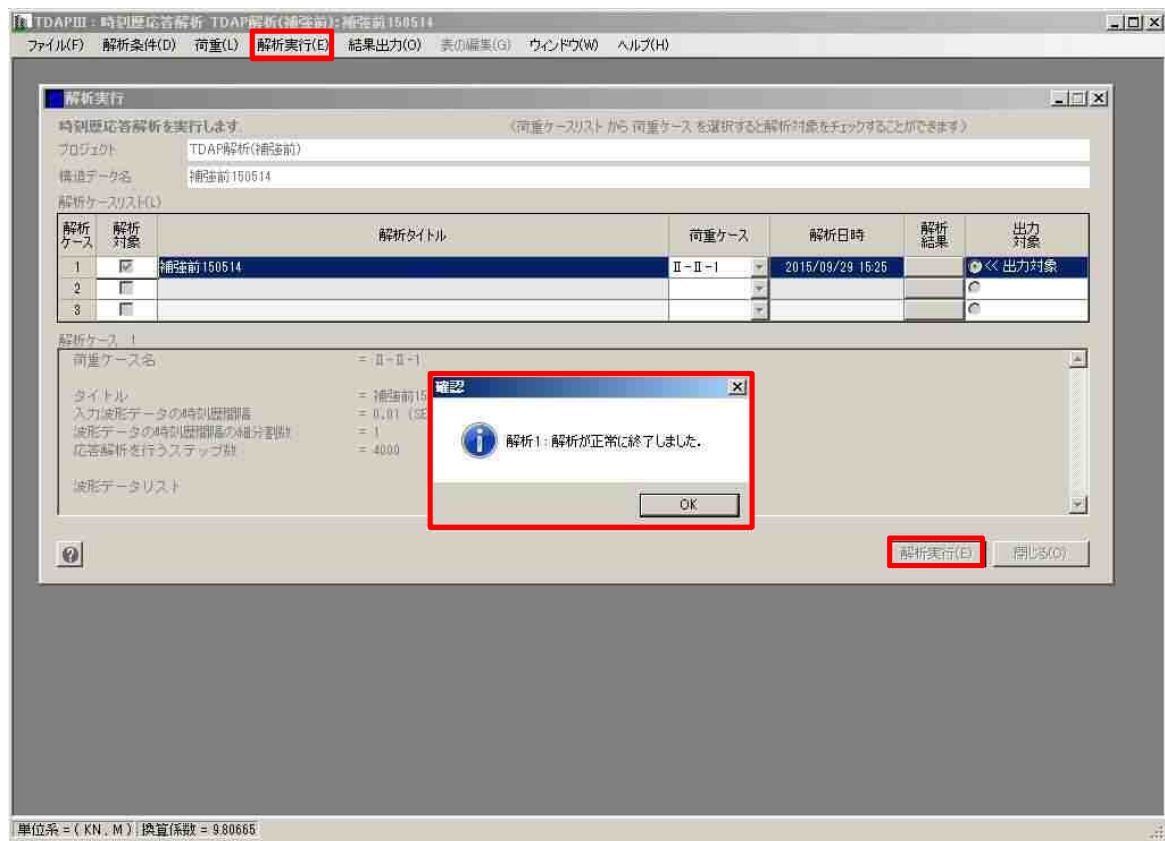


(3) 地震波の入力

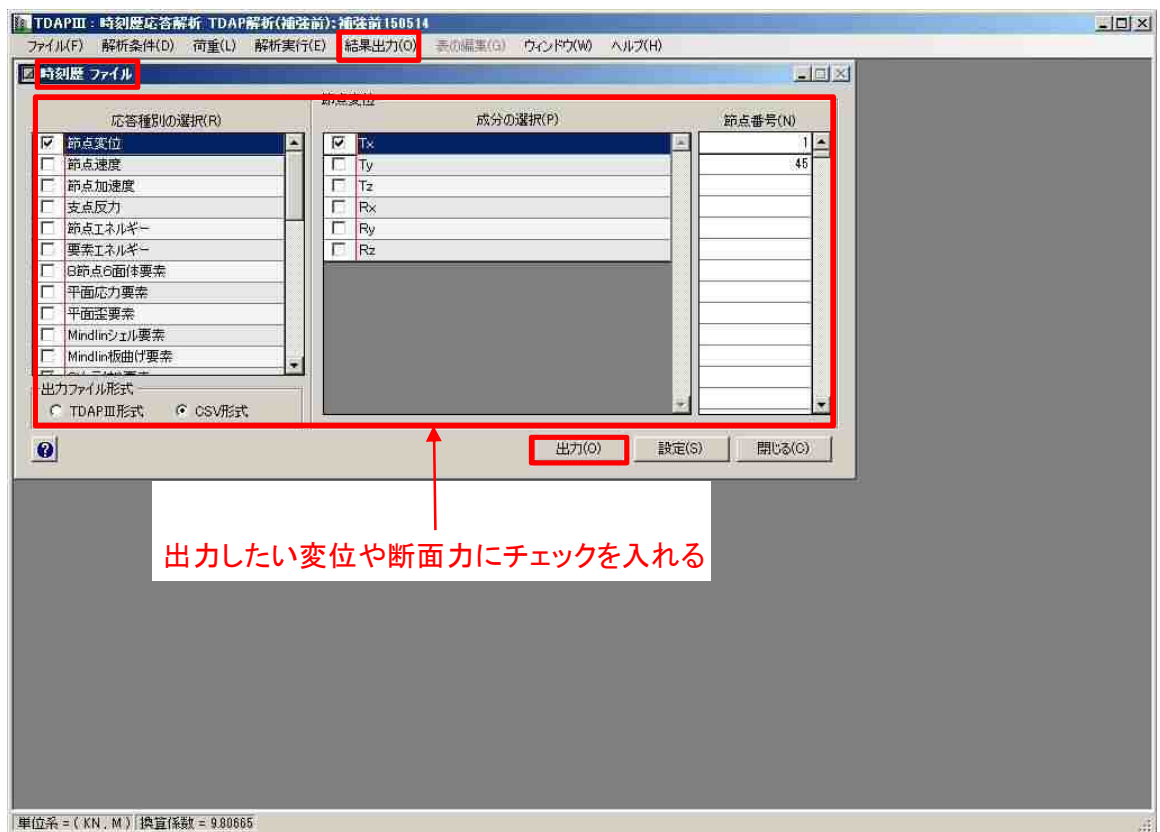
TDAPでは、道路橋示方書に示される標準加速度波形18波形が用意されている。任意で入力地震動を選択する。今回はレベル2-タイプII-II種地盤-1(type2_21)を入力する。



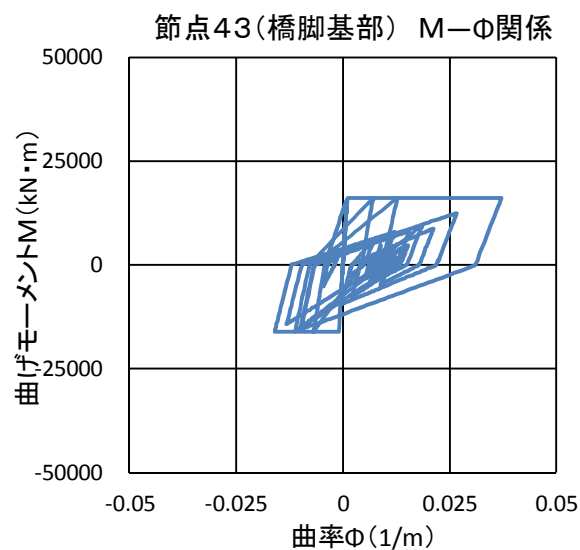
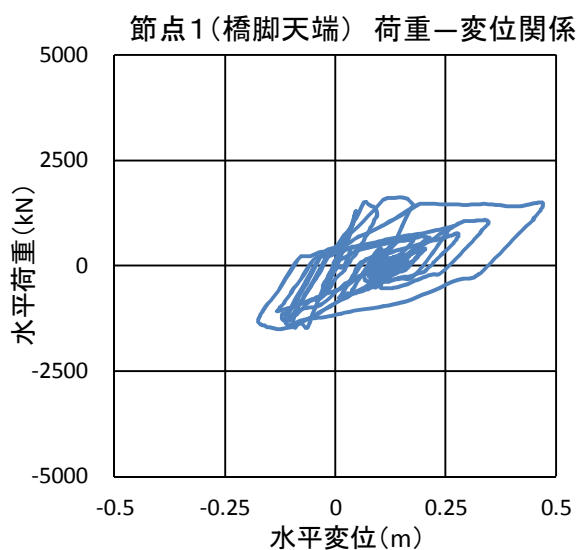
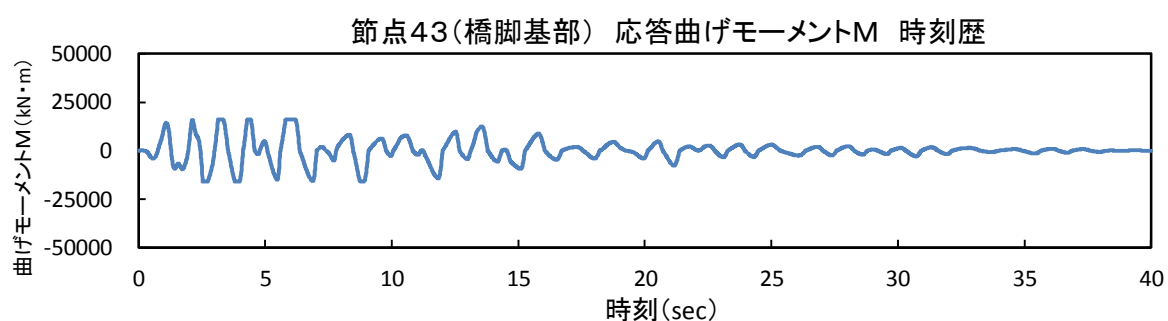
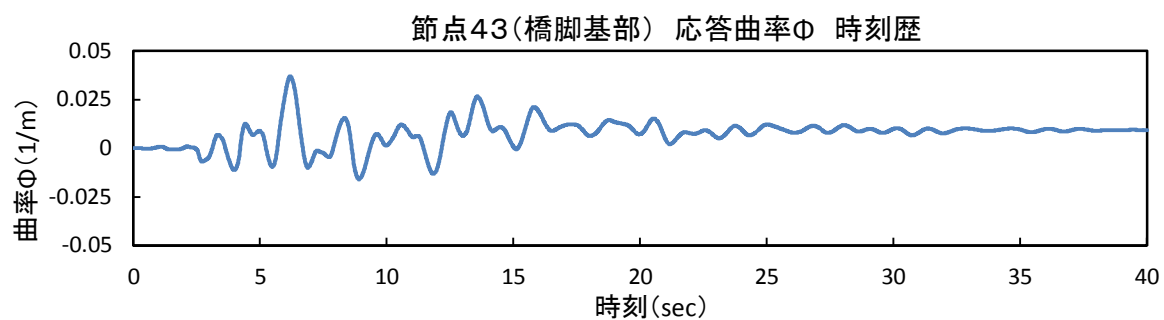
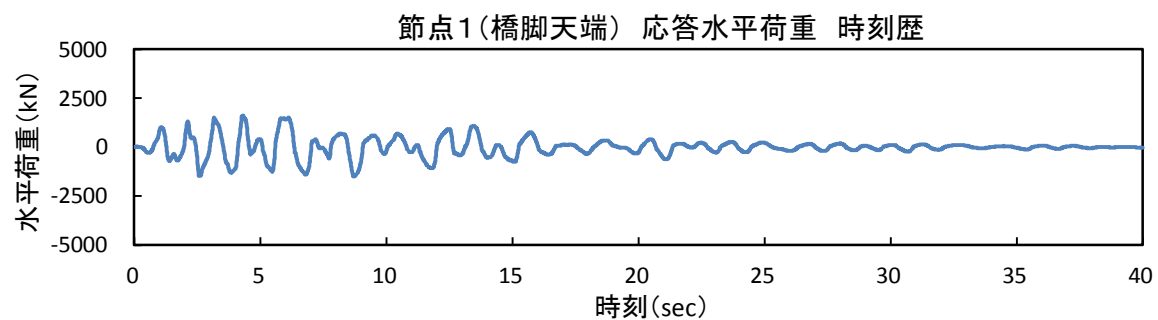
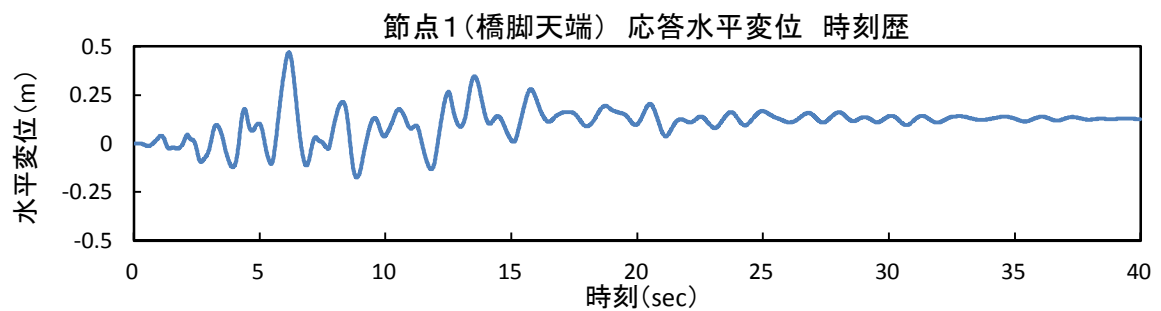
- (4) 動的解析の実施
解析実行を選択し、正常に終了したことを確認する。

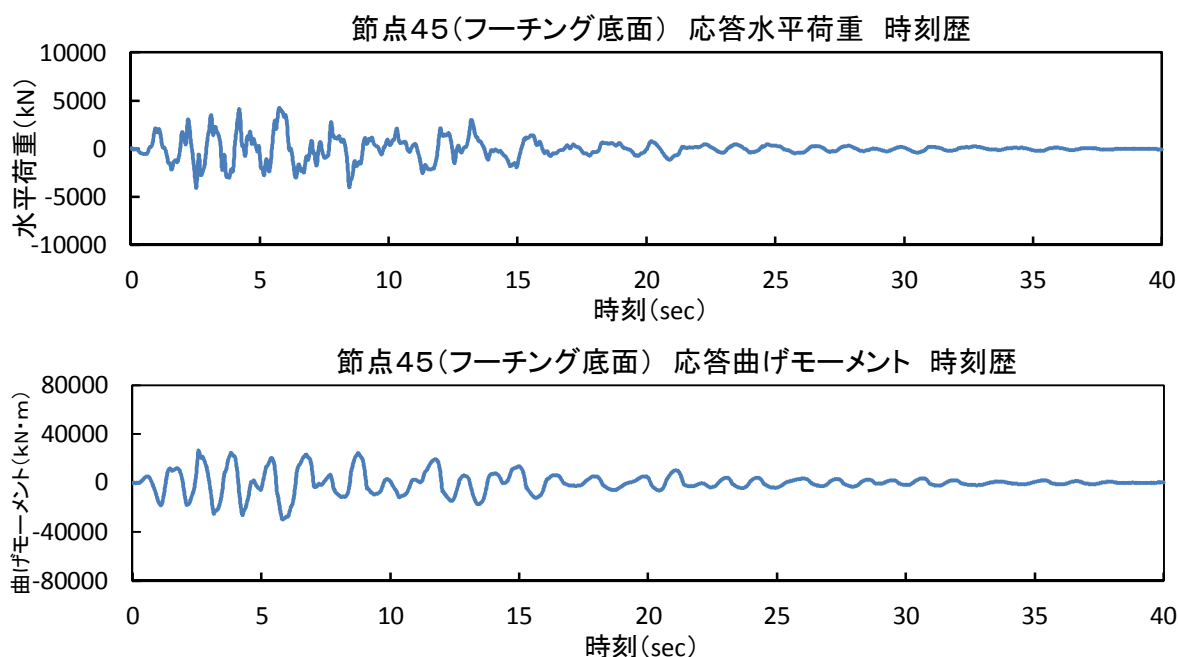


- (5) 解析結果の出力
結果出力により、必要な変位や断面力の時刻歴を出力する。



(6) 解析結果





1. 3. 4耐震性能の照査

動的解析により算出される応答塑性率が「1. 2. 5破壊型形態ならびに地震保有水平耐力及び許容塑性率」に規定する許容塑性率以下となるとともに、動的解析により算出される上部構造の慣性力作用位置における最大応答変位を用いて算出する残留変位が許容残留変位以下となることを照査する。

(1) 塑性率の照査

$$\mu_r > \mu_a \quad (\text{H14道示 V 7.4})$$

ここに、

μ_a : 許容塑性率

μ_r : 動的解析結果から算出した応答塑性率

$$\mu_r = \frac{\delta_{\max} - \delta_y}{\delta_y} + 1$$

$\delta_{\max}$: 最大応答変位

δ_y : 降伏変位

判定 OUT

$$= 9.07$$

$$= 23.92$$

$$= 452.7 \text{ (mm)}$$

$$= 18.92 \text{ (mm)}$$

(2) 残留変位の照査

$$\delta_R > \delta_{Ra} \quad (\text{H14道示 V 7.4})$$

ここに、

δ_{Ra} : 許容残留変位

δ_R : 動的解析から算出した残留変位

$$\delta_R = C_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_y = 260.27 \text{ (mm)}$$

μ_r : 応答塑性率

δ_y : 降伏変位

判定 OUT

$$= 100.00 \text{ (mm)}$$

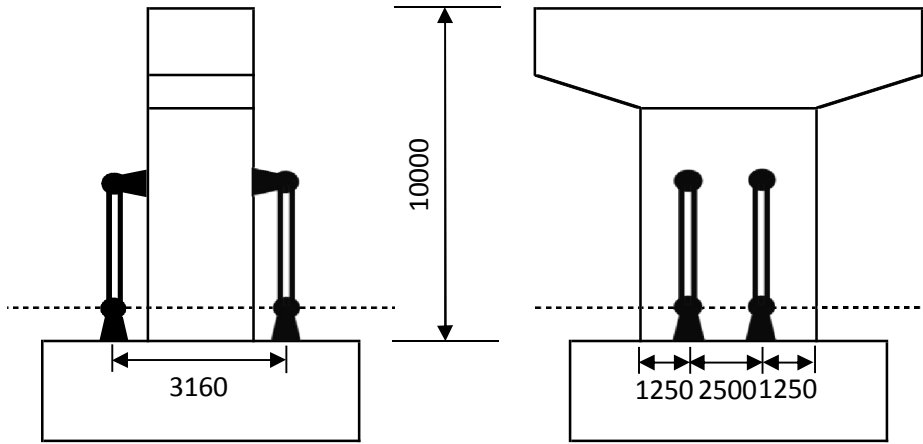
$$= 23.92$$

$$= 18.92 \text{ (mm)}$$

2章. ダンパー補強橋脚の計算

2. 1橋脚ダンパー

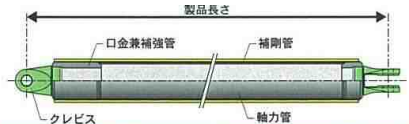
橋脚のフーチングと脚柱間に制震ダンパーを設置することにより橋脚の耐震性能を向上する。
橋脚ダンパーには「二重鋼管ダンパー」を使用する。



2. 2ダンパーの種類

低降伏点鋼管「JFE-LY100S」「JFE-LY225S」を用いた二重鋼管ダンパーを使用する。

二重鋼管ダンパーの部材表(一例)



軸力管鋼種	部材記号 (品番)	降伏軸力 (kN)	軸力管		補剛管		製品限界長さ (mm)	クレビス 呼び (mm)
			サイズ (mm)	断面積 (cm ²)	鋼種	サイズ (mm)		
低降伏点鋼 [JFE-LY225S]	P225-01	517	φ 130.0 × 6.5	25.22	STK400	φ 165.2 × 6.0	3,460	φ 40
	P225-02	942	φ 175.0 × 8.8	45.95	STK400	φ 216.3 × 8.2	4,740	φ 55
	P225-03	1,290	φ 205.0 × 10.3	63.00	STK400	φ 241.8 × 6.2	3,670	φ 70
	P225-04	1,470	φ 219.1 × 11.0	71.91	STK400	φ 267.4 × 12.7	7,040	φ 90
	P225-05	2,290	φ 273.1 × 13.7	111.6	STK400	φ 318.5 × 10.3	6,250	φ 90
低降伏点鋼 [JFE-LY100S]	P100-01	327	φ 165.2 × 8.3	40.91	STK400	φ 190.7 × 5.3	4,510	φ 40
	P100-02	402	φ 177.8 × 9.5	50.23	STK400	φ 216.3 × 10.3	7,230	φ 55
	P100-03	500	φ 177.8 × 12.0	62.51	STK400	φ 216.3 × 10.3	6,290	φ 70
	P100-04	602	φ 216.3 × 11.7	75.20	STK400	φ 241.8 × 6.2	5,190	φ 90
	P100-06	802	φ 241.8 × 14.0	100.2	STK400	φ 267.4 × 9.3	6,850	φ 90
	P100-08	1,000	φ 273.1 × 15.5	125.4	STK400	φ 318.5 × 14.3	9,780	φ 90
	P100-10	1,200	φ 273.1 × 18.8	150.2	STK400	φ 318.5 × 14.3	8,750	φ 90

※降伏軸力は、軸部断面積に基準強度を乗じた値を表記しております。

※製品限界長さはピン間長さになります。

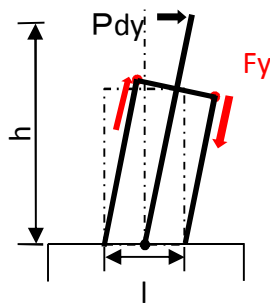
※低降伏点鋼 (JFE-LY100S, LY225S) の基準強度は、大臣認定の F 値に
 ならない、それぞれ 80N/mm²、205N/mm²としています。

※製品限界長さを超える場合や上記組合せ以外の場合は、お問合せ下さい。

※低降伏点鋼は受注生産のため、納期についてはお問合せ下さい。

2. 3ダンパーの選定

「1. 2. 7水平耐力の照査」で不足した耐力をダンパーで補う。水平耐力の増加量はダンパーの降伏軸力による抵抗モーメントを水平荷重に換算し算定する。



P_{dy} : 抵抗モーメントを水平荷重に換算した値 (kN)

$$P_{dy} = \frac{L}{H} \cdot (F_y \cdot n)$$

l : 橋軸方向ダンパー間隔 (m)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 (m)

F_y : ダンパーの降伏軸力 (kN)

n : ダンパー本数 (本)

1. 2. 7水平耐力の照査より

$$P_a = 1587.65 < k_{hc} \cdot W = 2234.09$$

ここで、不足している水平耐力は

$$2234.09 - 1587.65 = 646.44 \text{ (kN)}$$

抵抗モーメントを水平荷重に換算した値 P_{dy}

$$P_{dy} = \frac{l}{h} \cdot (F_y \cdot n) = 929.04 \text{ (kN)}$$

ここに、

l : 橋軸方向ダンパー間隔 = 3.16 (m)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 10 (m)

F_y : ダンパーの降伏軸力 = 1470 (kN)

n : ダンパー本数 = 2 (本)

$$P_{dy} = 929.04 > 646.44 \text{ (kN)}$$

判定 OK

よって、今回のダンパー補強では P225-04 を 2 本使用する。

2. 4ダンパー補強橋脚の設計(レベル2地震動に対する動的解析による照査)

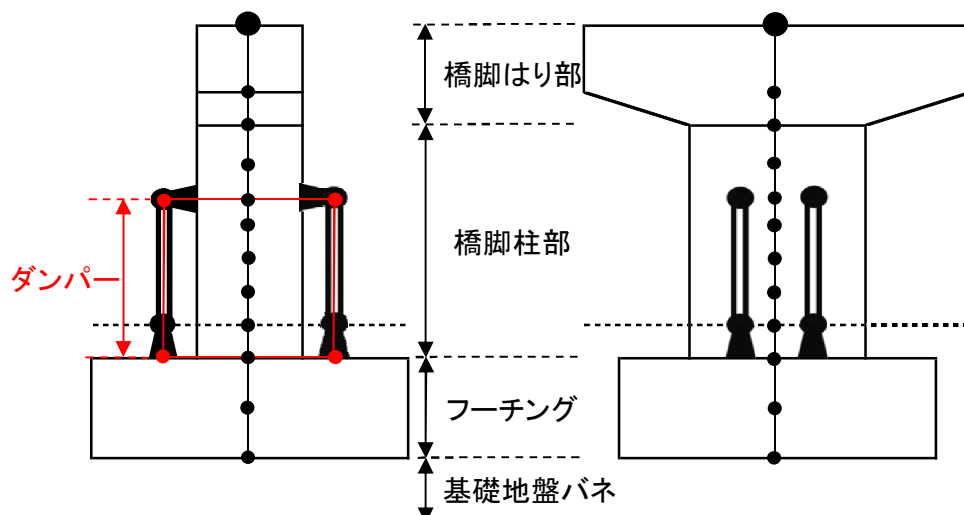
2. 4. 1動的解析データ

(1) 設計対象

RC既設橋脚+二重鋼管ダンパー

※ RC既設橋脚は「1. 3柱の設計(レベル2地震動に対する動的解析による照査)」と同様とする。

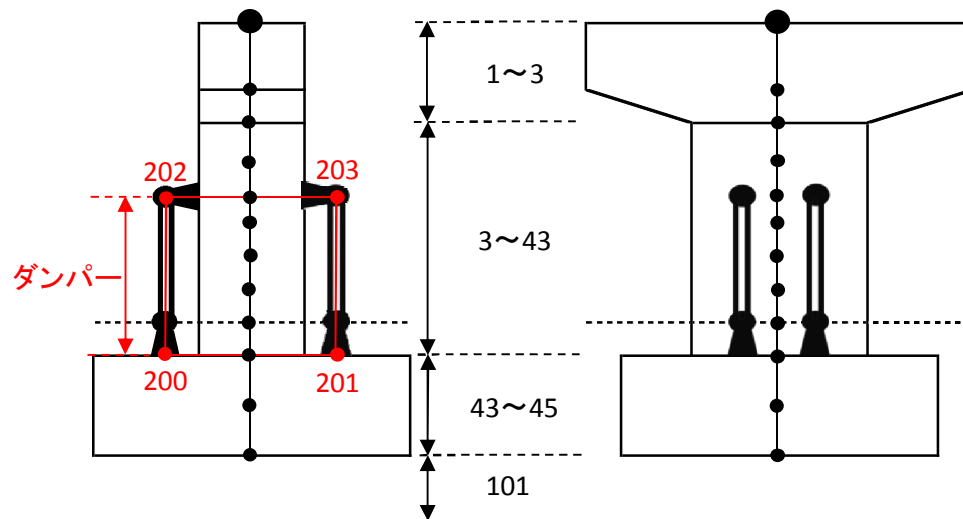
※ 二重鋼管ダンパーは非線形バネ(バイニリア型の履歴モデル)とする。



(2) 節点分割

ダンパー接合部中心に節点を設ける。ダンパーと橋脚柱部間は剛はり結合とする。

動的解析 節点ナンバー



TDAPIII: 構造入力: ダンパー補強: ダンパー補強(固定支承) 150527

ファイル(F) ツール(T) **節点(N)** 拘束(C) 要素(E) 要素特性(P) 材料特性(M) 構造確認(K) 表の編集(G) ウィンドウ(W) ヘルプ(H)

3次元節点

節点番号	X座標	Y座標	Z座標	自動生成
23	23	0	5.95	
24	24	0	5.7625	
25	25	0	5.575	
26	26	0	5.3875	
27	27	0	5.2	
28	28	0	5.0125	
29	29	0	4.825	
30	30	0	4.6375	
31	31	0	4.45	
32	32	0	4.2625	
33	33	0	4.075	
34	34	0	3.8875	
35	35	0	3.7	
36	36	0	3.5125	
37	37	0	3.325	
38	38	0	3.1375	
39	39	0	2.95	
40	40	0	2.7625	
41	41	0	2.575	
42	42	0	2.3875	
43	43	0	2.2	
44	44	0	1.1	
45	45	0	0	
46	200	-1.58	2.2	
47	201	1.58	2.2	
48	202	-1.58	8.2	
49	203	1.58	8.2	

単位系 = (KN, M) 重量と質量の換算係数 = 9.80665

(3) ダンパー

非線形バネの剛性は、塑性化部と剛域部を合成した等価剛性を算定して利用する。
また、ダンパー降伏後の塑性化部の剛性低下率は0.025とする。

K_1 : 初期等価剛性(kN/m)

$$K_1 = \frac{1}{1 / K_{1d} + 1 / K_{1r}} = 595463 \quad (\text{kN/m})$$

ここで、

$$K_{1d} = \frac{E \cdot A_d}{L_d}$$

K_{1d} : 塑性化部の剛性 = 1438200 (kN/m)

E : ヤング係数 = 200000 (N/mm²)

A_{1d} : 塑性化部の断面積 = 7191 (mm²)

L_{1d} : 塑性化部の長さ = 2000 (mm)

$$K_{1r} = \frac{E \cdot A_r}{L_r}$$

K_{1r} : 剛域部の剛性 = 1016208 (kN/m)

E : ヤング係数 = 200000 (N/mm²)

A_{1d} : 剛域部の断面積 = 10162 (mm²)

L_{1d} : 塑性化部の長さ = 4000 (mm)

K_2 : 降伏後等価剛性(kN/m)

$$K_2 = \frac{1}{1 / K_{2d} + 1 / K_{2r}} = 34726 \quad (\text{kN/m})$$

ここで、

$K_{2d} = K_{1d} \cdot \alpha = 35955 \quad (\text{kN/m})$

α : 塑性化部の剛性低下率 = 0.025

$K_{2r} = K_{1r} = 1016208 \quad (\text{kN/m})$

よって、ダンパー降伏後の剛性低下率は

$$K_2 / K_1 = 0.0583$$

ダンパー降伏時の伸縮量

$$\delta y = P_y / K_1 = 0.00495 \quad (\text{m})$$

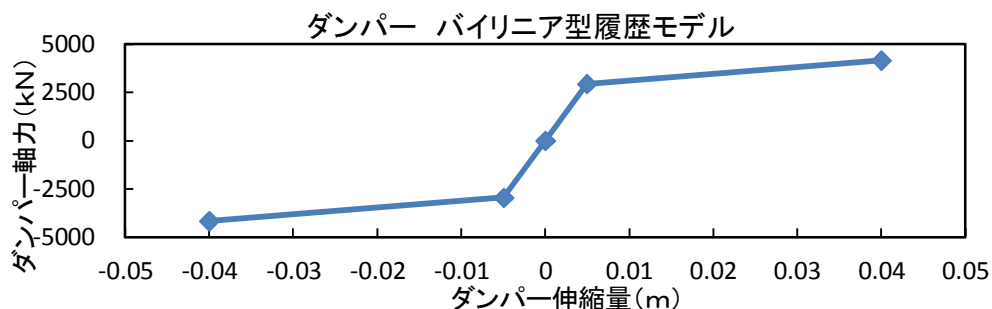
ここに

δy : ダンパー降伏時の伸縮量(m)

$$P_y = A_{1d} \cdot \sigma_y = 2948 \quad (\text{kN})$$

P_y : ダンパー降伏荷重

σ_y : ダンパーの降伏耐力 = 205 (N/mm²) (JFE-LY225S)



TDAPIII: 構造入力: ダンパー補強: ダンパー補強(固定支承) 150527

ファイル(F) ツール(T) 節点(N) 拘束(C) 要素(E) 要素特性(P) 材料特性(M) 構造確認(K) 表の編集(G) ウィンドウ(W) ヘルプ(H)

バネ要素

要素番号	要素特性番号	第1節点番号	第2節点番号	自由度 Tx Ty Tz Rx Ry Rz	自動生成
1	204	200	202	☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
2	205	204	203	☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
3				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
4				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
5				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
6				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
7				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
8				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
9				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
10				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
11				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
12				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
13				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
14				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
15				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
16				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒
17				☒ ☒ ☒ ☒ ☒ ☒	☒

設定(S) 開じる(C)

バネ系要素特性

要素特性番号	非線形材料特性番号	バネ定数	減衰比
1	204	595463	0
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			

設定(S) 開じる(C)

初期等価剛性K1入力

単位系 = (KN, M) | 重量と質量の換算係数 = 9.80665



バネ要素作成、要素特性入力

TDAPIII: 構造入力: ダンパー補強: ダンパー補強(固定支承) 150527

ファイル(F) ツール(T) 節点(N) 拘束(C) 要素(E) 要素特性(P) 材料特性(M) 構造確認(K) 表の編集(G) ウィンドウ(W) ヘルプ(H)

非線形材料特性(その他)

材料特性番号	非線形モデル名称	設定
1	204	010 バイリニア(移動硬化)
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		

設定

非線形材料特性(その他)の設定 - (材料番号: 204)

非線形モデル名(M): 010 バイリニア(移動硬化)

降伏点歪み: ϵ 0.00495

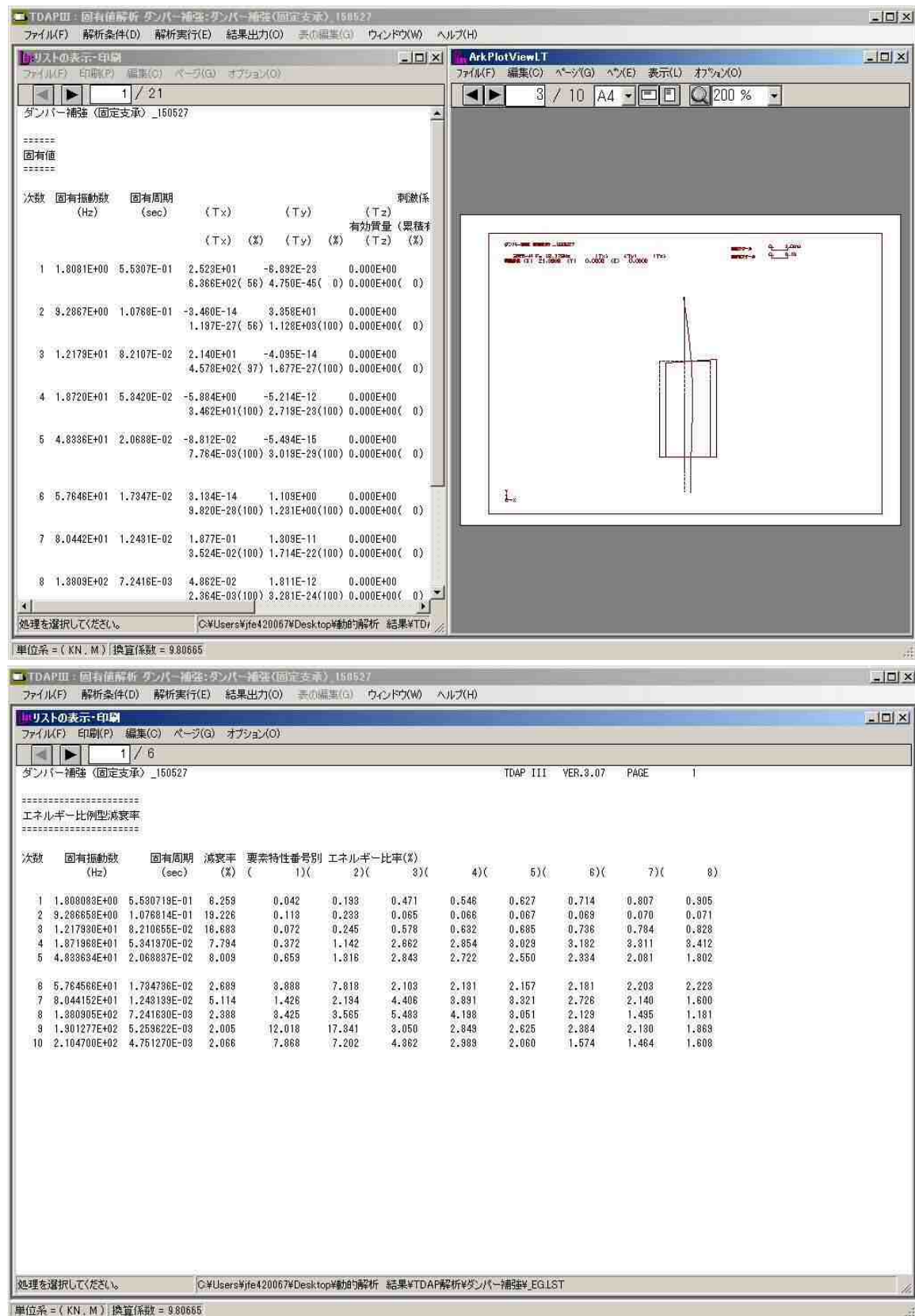
剛性の低下率: a 0.0583

OK キャンセル

単位系 = (KN, M) | 重量と質量の換算係数 = 9.80665

2. 4. 2固有値解析

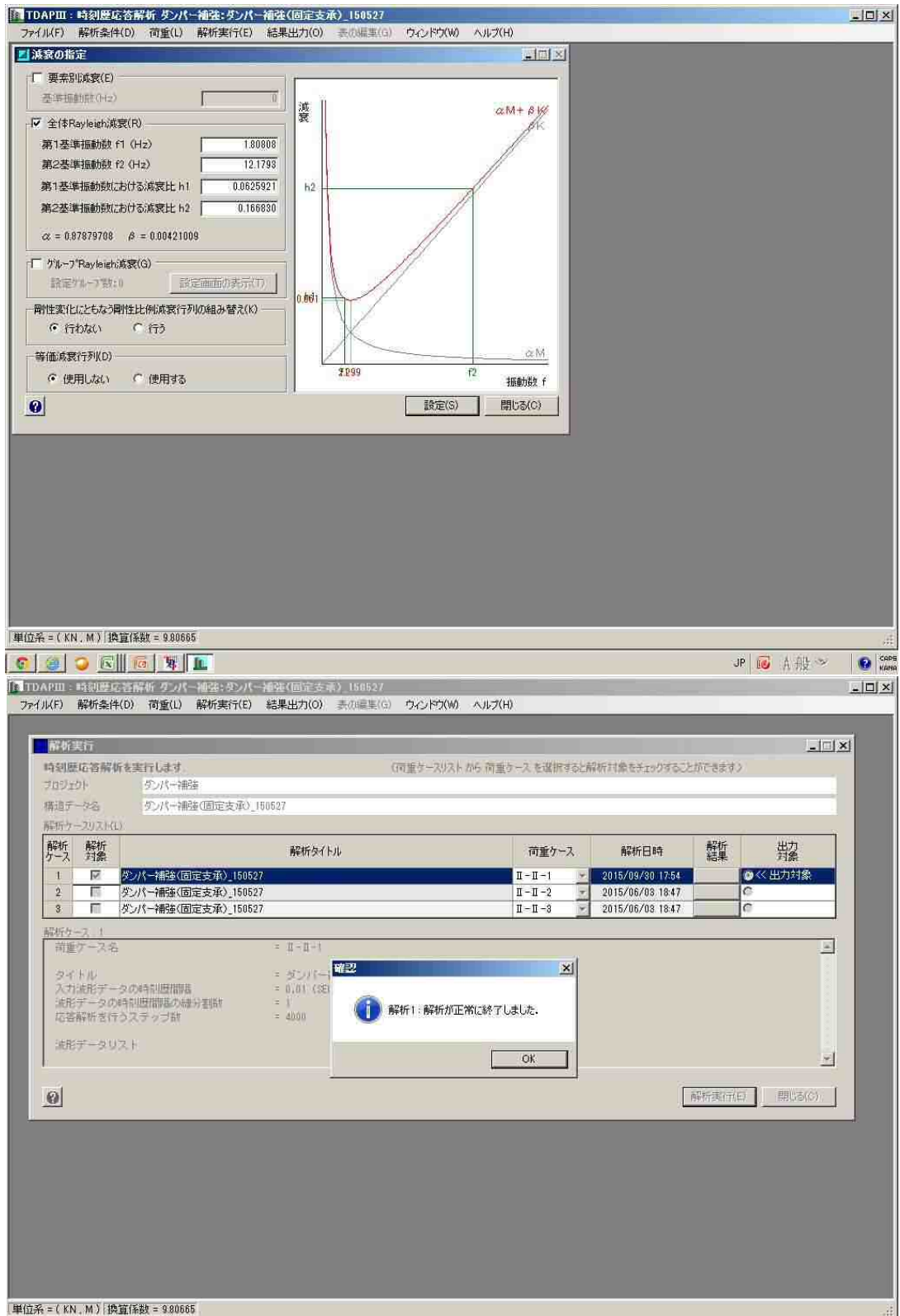
RC既設橋脚時と同様の手順で固有値解析を実施する。



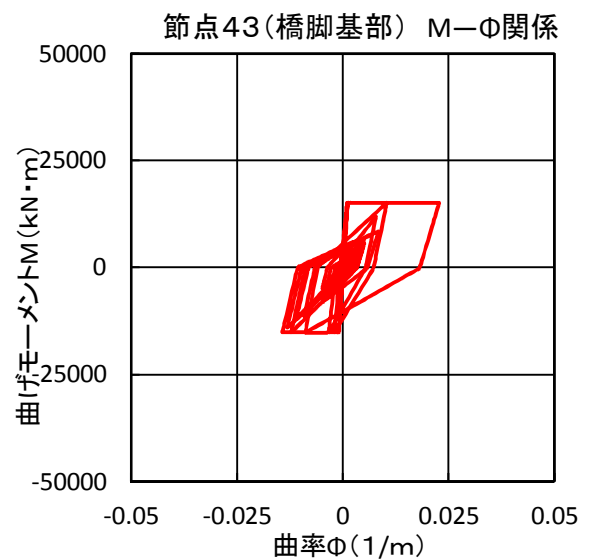
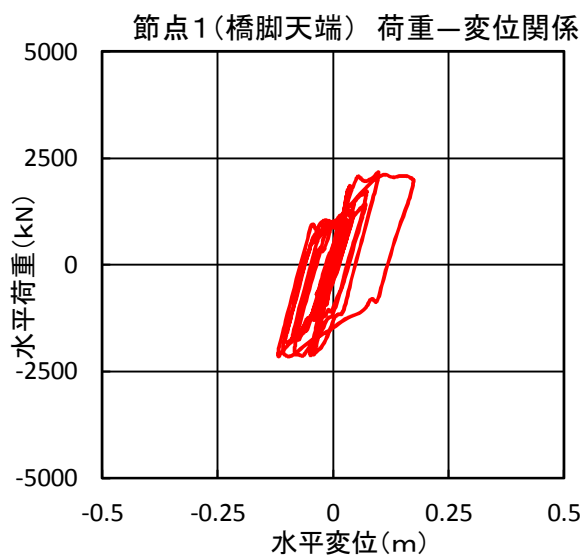
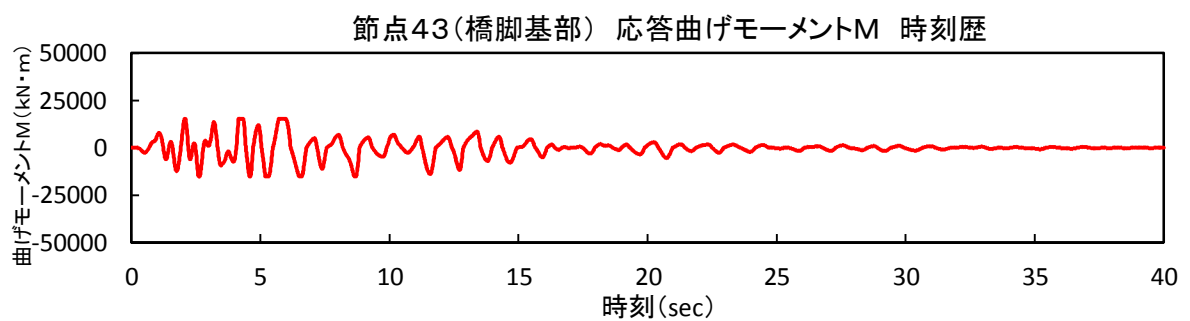
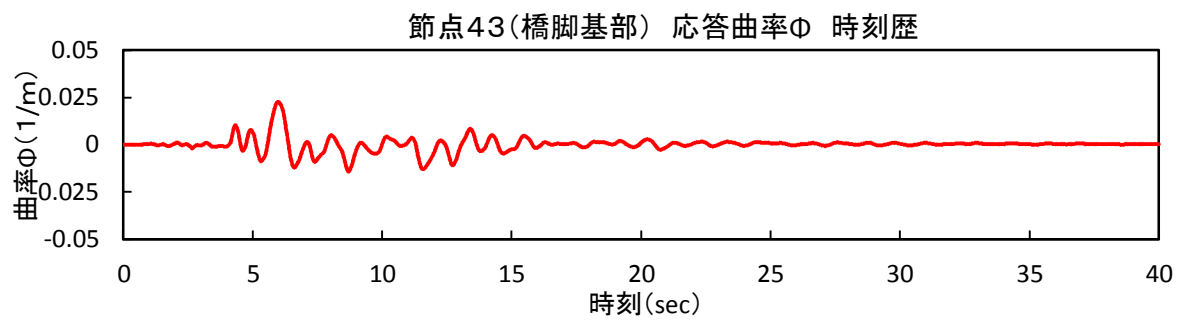
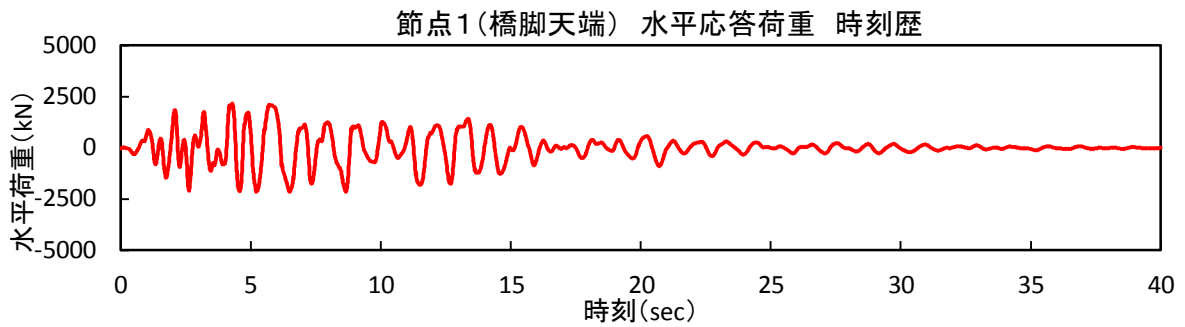
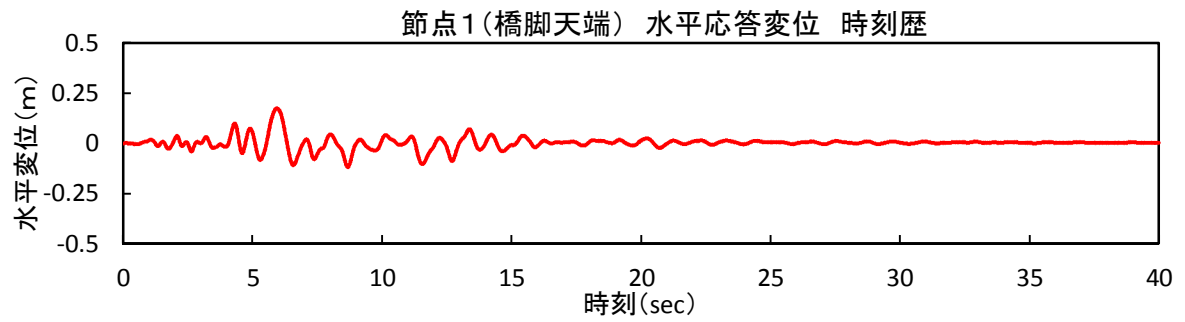
2. 4. 3動的解析

(1) 動的解析の実施

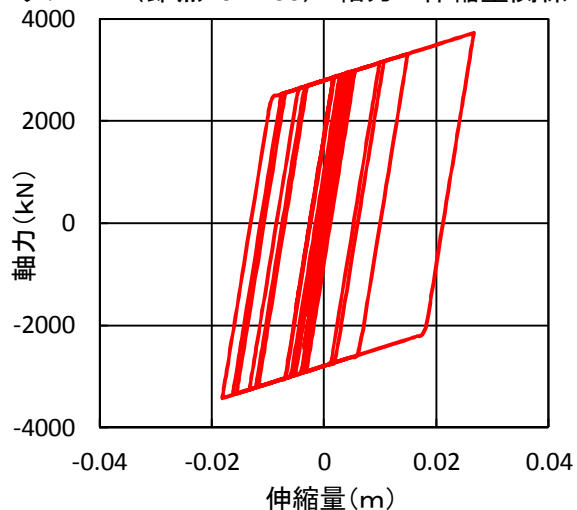
RC既設橋脚と同様の手順で動的解析を実施する。



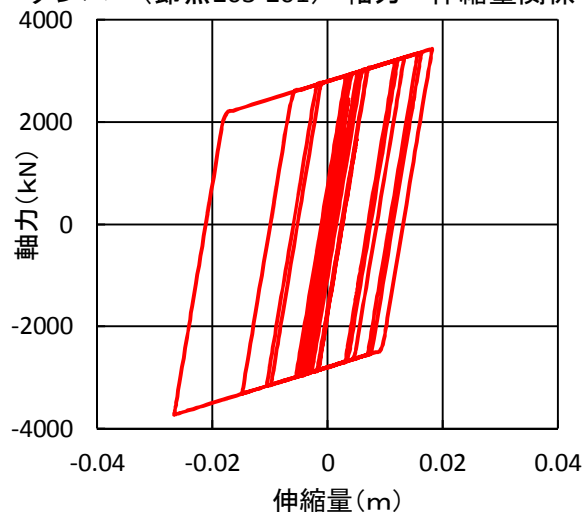
(2) 解析結果



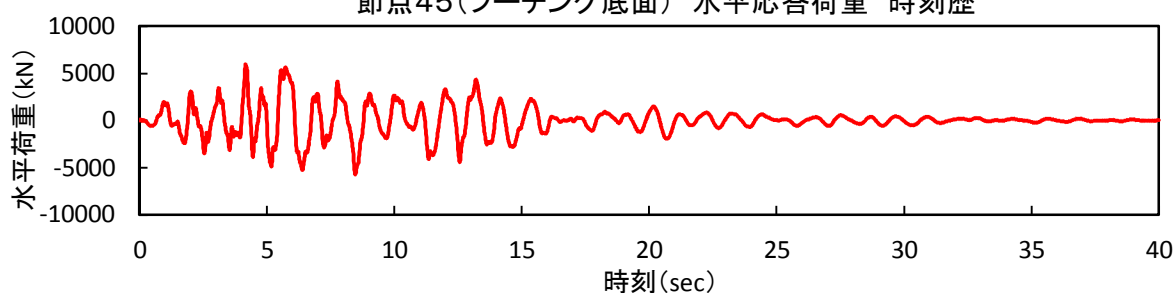
ダンパー(節点202-200) 軸力-伸縮量関係



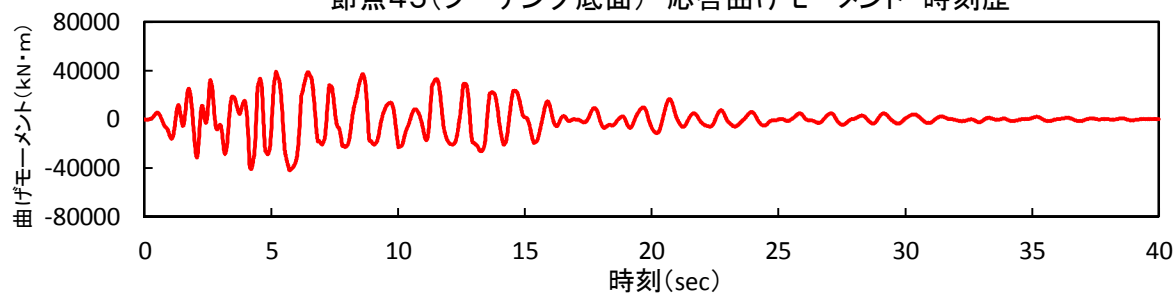
ダンパー(節点203-201) 軸力-伸縮量関係



節点45(フーチング底面) 水平応答荷重 時刻歴



節点45(フーチング底面) 応答曲げモーメント 時刻歴



2. 4. 4耐震性能の照査

RC既設橋脚と同様に、動的解析により算出される応答塑性率が許容塑性率以下となるとともに動的解析により算出される上部構造の慣性力作用位置における最大応答変位を用いて算出する残留変位が許容残留変位以下となることを照査する。

(1) 塑性率の照査

$$\mu_r < \mu_a \quad (\text{H14道示 V 7.4})$$

判定	OK
----	----

ここに、

$$\mu_a : \text{許容塑性率} = 9.07$$

$$\mu_r : \text{動的解析結果から算出した応答塑性率}$$

$$\mu_r = \frac{\delta_{\max} - \delta_y}{\delta_y} + 1 = 8.51$$

$$\delta_{\max} : \text{動的解析から算出した最大応答変位} = 161.0 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y : \text{降伏変位} = 18.92 \text{ (mm)}$$

(2) 残留変位の照査

$$\delta_R < \delta_{Ra} \quad (\text{H14道示 V 7.4})$$

判定	OK
----	----

ここに、

$$\delta_{Ra} : \text{許容残留変位} = 100.00 \text{ (mm)}$$

$$\delta_R : \text{動的解析から算出した残留変位}$$

$$\delta_R = C_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_y = 85.25 \text{ (mm)}$$

$$\mu_r : \text{応答塑性率} = 8.51$$

$$\delta_y : \text{降伏変位} = 18.92 \text{ (mm)}$$

※ダンパーについては、「3章ダンパーの性能照査」にて照査を実施する。

2. 5基礎の設計

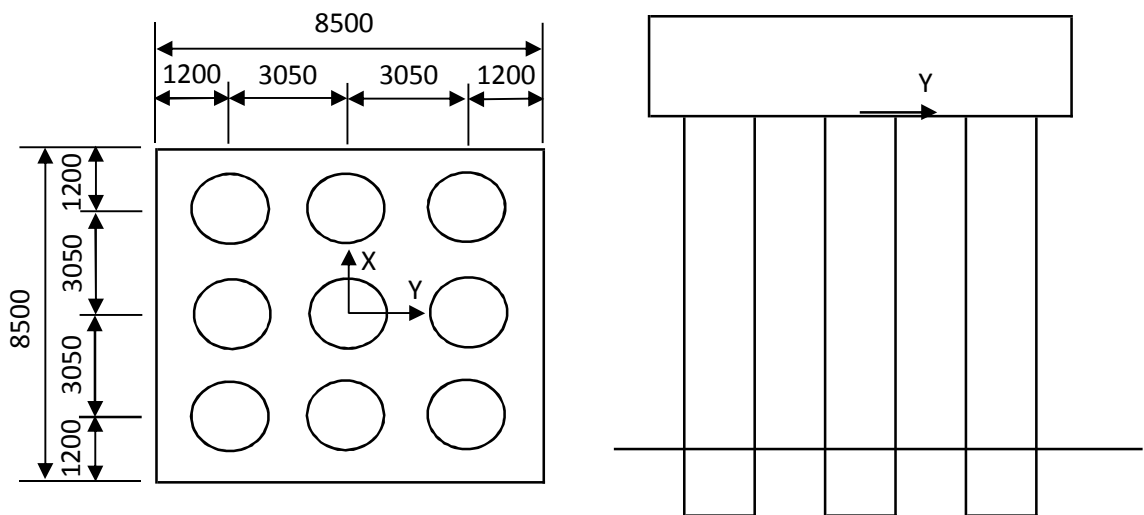
2.4ダンパー補強橋脚の設計(レベル2地震動に対する動的解析による照査)より算出したフーチング底面の最大断面力で橋脚基礎の耐震性能を照査する。

2. 5. 1設計条件

(1) 杭の条件

杭種	:	場所打ち杭	
施工工法	:	場所打ち杭	
杭頭接合条件	:	剛結	
杭先端条件	:	ヒンジ	
杭の種類	:	支持杭	
杭体のヤング係数	:	25000	(N/mm ²)
杭本数	:	9	(本)
杭径	:	1200	(mm)
設計杭長	:	14.90	(m)

(2) 杭配置図・側面図



杭頭座標(m)

X方向(橋軸直角方向)

No	1	2	3
座標	-3.050	0.000	3.050

Y方向(橋軸方向)

No	1	2	3
座標	3.050	0.000	-3.050

(3) 地層データ

層 No	層種	層厚 (m)	平均 N値	常時	地震時	固有周期算定		
				$\alpha \cdot E_0$ (kN/m ²)	$\alpha \cdot E_0$ (kN/m ²)	V _{si} (m/s)	動的ポアソン比 ν_D	動的変形係数 ED (kN/m ²)
1	粘性土	13.800	6.3	17640	35280	184.69	0.50	120291
2	粘性土	1.100	50.0	140000	280000	292.40	0.50	301510

(4) 水平方向地盤反力係数

各層の水平方向地盤反力係数は次式により求める。

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (\text{H14道示IV 解9.5.4})$$

ここに、

kH : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

kHo : 直径0.3(m)の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

$$\left. \begin{aligned} kHo &= \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot Eo \quad \dots \text{常時、地震時} \\ kHo &= \frac{1}{0.3} \cdot ED \quad \dots \text{固有周期算定} \end{aligned} \right\} \quad (\text{H14道示IV 解9.5.4})$$

BH : 基礎前面の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

Eo : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

ED : 地盤の動的変形係数 (kN/m^2)

上式の換算載荷幅BHは、設計上の地盤から $1/\beta$ までの深さの地盤の変形係数の平均値を用いて次式により求める。

$$BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad (\text{H14道示IV 表-解9.5.2})$$

ここに、

D : 杭外径 (m)

β : 杭の特性値 (m^{-1})

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{kH}{4} \cdot \frac{D}{E \cdot I}} \quad (\text{H14道示IV 表-解9.5.2})$$

kH : $1/\beta$ の範囲の地盤の変形係数の平均値より求まる水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

kHo : $1/\beta$ の範囲の地盤の変形係数の平均値より求まる水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^2)

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot \frac{\sum (\alpha \cdot Eoi \cdot Li)}{1/\beta} \quad \dots \text{常時、地震時}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot \frac{\sum (EDi \cdot Li)}{1/\beta} \quad \dots \text{固有周期算定}$$

EI : 杭の曲げ剛性 (kN/m^2)

Li : $1/\beta$ の範囲の各層の層厚 (m)

なお、換算載荷幅BHは、 β を仮定し、仮定した $1/\beta$ の範囲の地盤の変形係数の平均値より求まる仮定値BHと仮定値BHより求まる β が一致するまで繰り返し計算を行うものとする。

杭外径 $D = 1.2$ (m)

杭体ヤング係数 $E = 25000000$ (kN/m^2)

杭体断面二次モーメント $I = 0.101788$ (m^4)

固有周期算定用

杭の換算載荷幅

杭の特性値 β (仮定値) = 1 (m^{-1})

水平抵抗に関する地盤の深さ $1/\beta$ = 3.0339 (m)

平均ED = 120291 (kN/m^2)

換算載荷幅BH = 1.908 (m)

水平方向地盤反力係数 kHo = 400970 (kN/m^3)

水平方向地盤反力係数 kH = 100117 (kN/m^3)

杭の特性値 β (計算値) = 0.329609 (m^{-1})

各層の水平方向地盤反力係数

層 No	層厚 (m)	ED (kN/m ²) (kN/m ²)	kHo (kN/m ³)	kH (kN/m ³)
1	13.800	120291	400970	100117
2	1.100	301510	1005033	250945

(5) 杭軸直角方向バネ定数

鉛直バネ定数Kv

$$K_v = \frac{A_p \cdot E_p}{L} \cdot a \quad (\text{H14道示IV 解12.6.1})$$

杭種 : 場所打ち杭

工法 : 場所打ち杭

$$a = 0.031 \cdot (L / D) - 0.15 = 0.2349 \quad (\text{H14道示IV 解12.6.1})$$

$$A_p : \text{杭の純断面積} = 1.13097 \quad (\text{m}^2)$$

$$E_p : \text{杭体のヤング係数} = 25000000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$L : \text{杭長} = 14.90 \quad (\text{m})$$

$$D : \text{杭径} = 1.2 \quad (\text{m})$$

$$K_v = 445779 \quad (\text{kN/m})$$

杭の軸直角方向バネ定数

1本の杭の軸直角方向バネ定数K1～K4は以下に示すように定義される。

K1,K3 : 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位重量だけ変位させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力(kN/m)及び曲げモーメント(kN・m/m)

K2,K4 : 杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力(kN/rad)及び曲げモーメント(kN・m/rad)

杭頭接合条件 : 剛結 (h = 0)

$$\left. \begin{array}{l} K1 = 4 E I \beta^3 \\ K2 = 2 E I \beta^2 \\ K3 = K2 \\ K4 = 2 E I \beta \end{array} \right\} \quad (\text{H14道示IV 表-解12.6.1})$$

ここに、

$$\beta : \text{杭の特性値} = 0.329609 \quad (\text{m}^{-1})$$

$$E : \text{杭体ヤング係数} = 25000000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$I : \text{杭体断面二次モーメント} = 0.1017876 \quad (\text{m}^4)$$

h : 設計上地盤面から上の杭の長さ

$$K1 = 364495 \quad (\text{kN/m})$$

$$K2 = 552921 \quad (\text{kN/rad})$$

$$K3 = 552921 \quad (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$K4 = 1677505 \quad (\text{kN} \cdot \text{m/rad})$$

(6) 地盤バネ定数

$$\begin{aligned}
 A_{zz} &= \sum (k_v \cdot \sin^2 \theta + K1 \cdot \cos^2 \theta) \\
 A_{zx} = A_{xz} &= \sum (k_v \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta - K1 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) \\
 A_{za} = A_{az} &= \sum (k_v \cdot X \cdot \cos^2 \theta + K1 \cdot X \cdot \sin^2 \theta + K2 \cdot \sin \theta) \\
 A_{xx} &= \sum (k_v \cdot \sin^2 \theta + K1 \cdot \cos^2 \theta) \\
 A_{xa} = A_{ax} &= \sum (k_v \cdot X \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - K1 \cdot X \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - K2 \cdot \cos \theta) \\
 A_{aa} &= \sum \{ k_v \cdot X^2 \cdot \cos^2 \theta + K1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 \theta + (K2 + K3) \cdot X \cdot \sin \theta + K4 \} \\
 &\quad \text{(H14道示IV 解12.7.2)}
 \end{aligned}$$

A_{zz} : 鉛直方向バネ(kN/m)
 $A_{zx} = A_{xz}$: 鉛直と水平の連成バネ(kN/m)
 $A_{za} = A_{az}$: 鉛直と回転の連成バネ(kN/rad、kN・m/m)
 A_{xx} : 水平方向バネ(kN/m)
 $A_{xa} = A_{ax}$: 水平と回転の連成バネ(kN/rad、kN・m/m)
 A_{aa} : 回転バネ(kN・m/rad)

$$\begin{aligned}
 A_{zz} &= 4012014 \quad (\text{kN/m}) \\
 A_{zx} = A_{xz} &= 0 \quad (\text{kN/m}) \\
 A_{za} = A_{az} &= 0 \quad (\text{kN/rad、kN・m/m}) \\
 A_{xx} &= 3280457 \quad (\text{kN/m}) \\
 A_{xa} = A_{ax} &= -4976286 \quad (\text{kN/rad、kN・m/m}) \\
 A_{aa} &= 39978721 \quad (\text{kN・m/rad})
 \end{aligned}$$

(7) 作用力

動的解析により得られた節点45(フーチング底面)の最大断面力を使用する。

$$\begin{aligned}
 \text{フーチング底面に作用する鉛直力} \quad V &= 11072 \quad (\text{kN}) \\
 \text{フーチング底面に作用する最大水平力} \quad H &= 5931 \quad (\text{kN}) \\
 \text{フーチング底面に作用する最大曲げモーメント} \quad M &= 41605 \quad (\text{kN・m})
 \end{aligned}$$

2. 5. 2杭反力及び変位の計算

杭基礎における杭反力及び変位は、フーチングを剛体、杭体、杭及び地盤を杭の軸方向バネ定数及び杭の軸直角方向バネ定数で評価した線形弾性体として計算する。

(1) 原点変位

フーチング底面の中心を原点として、その変位を次の三元連立方程式を解いて求める。

$$\left. \begin{aligned} A_{zz} \cdot \delta z + A_{zx} \cdot \delta x + A_{za} \cdot \alpha &= V \\ A_{xz} \cdot \delta z + A_{xx} \cdot \delta x + A_{xa} \cdot \alpha &= H \\ A_{az} \cdot \delta z + A_{ax} \cdot \delta x + A_{aa} \cdot \alpha &= M \end{aligned} \right\} \quad (\text{H14道示IV 解12.7.1})$$

δz : 原点鉛直変位(m)

δx : 原点水平変位(m)

α : 原点回転角(rad)

三元連立方程式より、

$$\delta z = \frac{V}{n \cdot K_v} = 0.0028 \quad (\text{m})$$

$$\delta x = \frac{H + \frac{n \cdot K_2}{K_v \sum x_i^2 + n \cdot K_4} M}{n \cdot K_1 - \frac{(n \cdot K_2)^2}{K_v \sum x_i^2 + n \cdot K_4}} = 0.0042 \quad (\text{m})$$

$$\alpha = \frac{M + \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot H}{K_v \sum x_i^2 + n \left(K_4 - \frac{K_2^2}{K_1} \right)} = 0.0016 \quad (\text{rad})$$

(H14道示IV 解12.7.7)

ここに、

$$n : \text{杭本数} = 9 \quad (\text{本})$$

$$\lambda : h + \frac{1}{\beta} = 3.03$$

(2) 杭反力

$$\left. \begin{aligned} P_{Ni} &= \frac{V}{n} + \frac{M + \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot H}{\sum x_i^2 + \frac{n}{K_v} \left(K_4 - \frac{K_2^2}{K_1} \right)} x_i \\ P_{Hi} &= \frac{H}{n} \\ M_{ti} &= \frac{1}{n} \left(M - \sum P_{Ni} x_i \right) \end{aligned} \right\} \quad (\text{H14道示IV 解12.7.8})$$

P_{Ni} : 杭軸方向反力(kN/本)

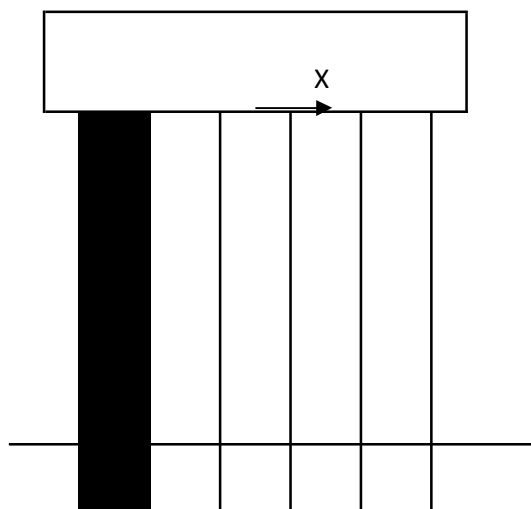
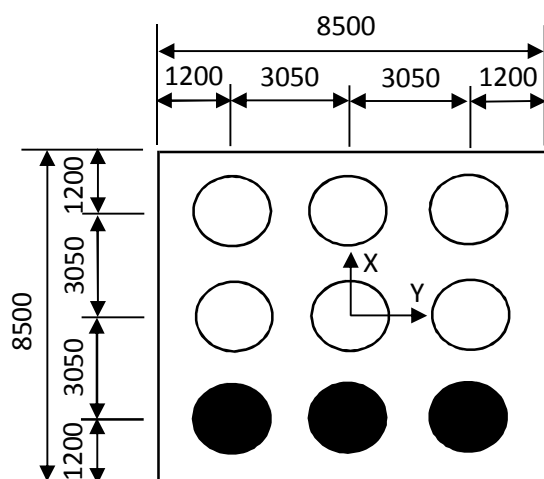
P_{Hi} : 杭軸直角方向反力(kN/本)

M_{ti} : 杭頭モーメント(kN・m/本)

杭反力

No	座標(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN・m)
1	-3.05	3	-891	659	309
2	0.00	3	1230	659	309
3	3.05	3	3352	659	309

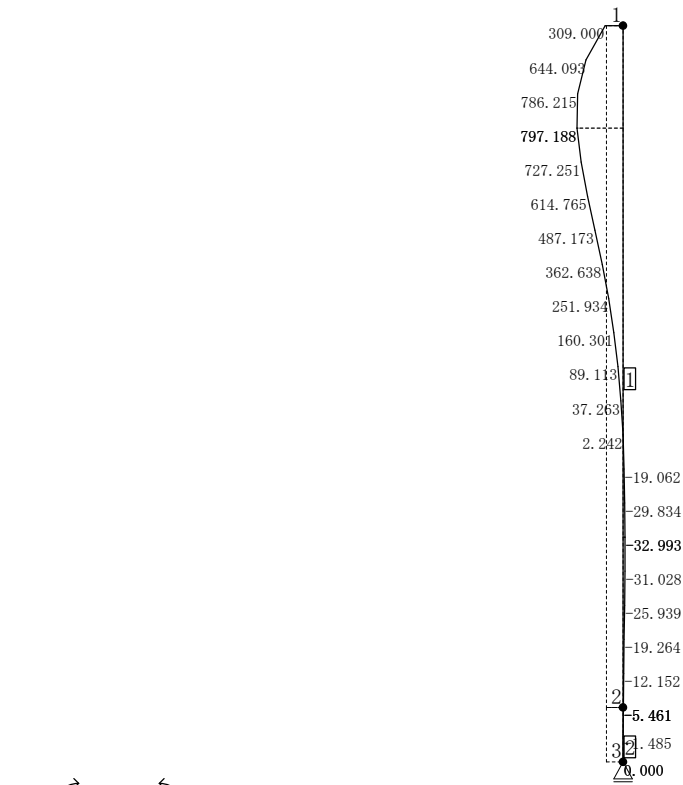
(3) 杭体断面力
座標No.1 (-3.050 m)



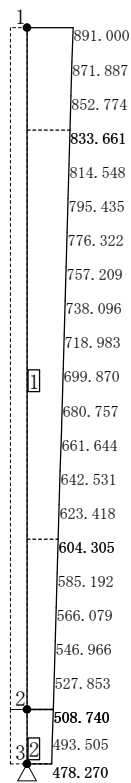
■面内断面力

◆基本荷重ケース 1：レベル2地震時

断面力M z 図



断面力N x 図



+N ← i ——— j → +N

部材番号 1 (1 - 2)

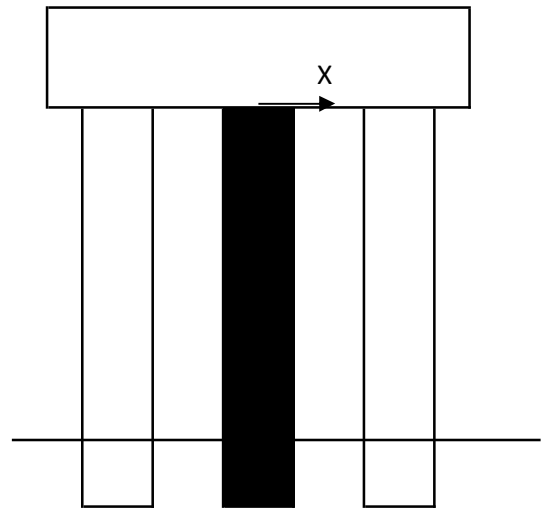
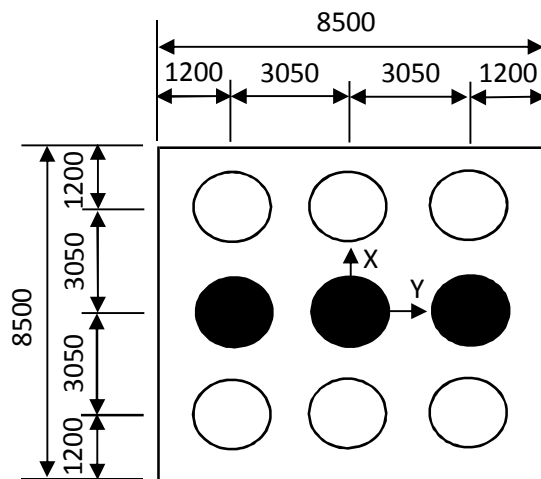
着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
i	0.000	309.000	659.000	891.000	0.000
1	0.690	644.093	329.582	871.887	1.021
2	1.380	786.215	97.350	852.774	1.875
3	2.070	797.188	-53.404	833.661	2.524
4	2.760	727.251	-140.070	814.548	2.964
5	3.450	614.765	-179.390	795.435	3.212
6	4.140	487.173	-186.102	776.322	3.297
7	4.830	362.638	-172.310	757.209	3.253
8	5.520	251.934	-147.346	738.096	3.113
9	6.210	160.301	-117.959	718.983	2.905
10	6.900	89.113	-88.677	699.870	2.655
11	7.590	37.263	-62.240	680.757	2.380
12	8.280	2.242	-40.034	661.644	2.095
13	8.970	-19.062	-22.495	642.531	1.810
14	9.660	-29.834	-9.437	623.418	1.529
15	10.350	-32.993	-0.323	604.305	1.256
16	11.040	-31.028	5.537	585.192	0.991

着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
17	11.730	-25.939	8.845	566.079	0.735
18	12.420	-19.264	10.228	546.966	0.486
19	13.110	-12.152	10.182	527.853	0.241
j	13.800	-5.461	9.052	508.740	0.000
MAX	2.070	797.188	-53.404	833.661	---
MIN	10.350	-32.993	-0.323	604.305	---

部材番号 2 (2 - 3)

着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
i	0.000	-5.461	9.052	508.740	0.000
1	0.550	-1.485	5.183	493.505	0.000
j	1.100	0.000	0.000	478.270	0.000
MAX	1.100	0.000	0.000	478.270	---
MIN	0.000	-5.461	9.052	508.740	---

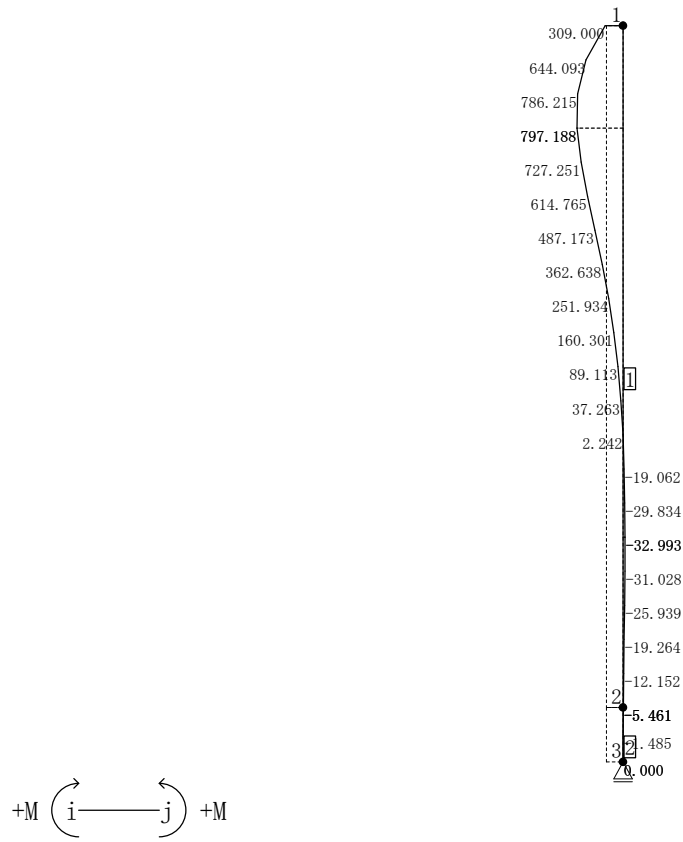
座標No.2 (0.000 m)



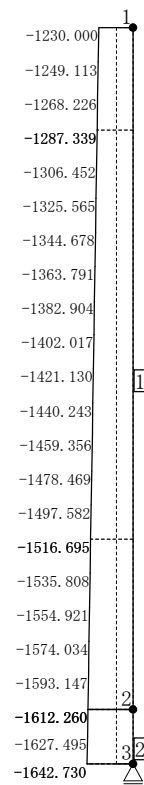
■面内断面力

◆基本荷重ケース 1：レベル2地震時

断面力M z 図



断面力N x 図



+N ← i ——— j → +N

部材番号 1 (1 - 2)

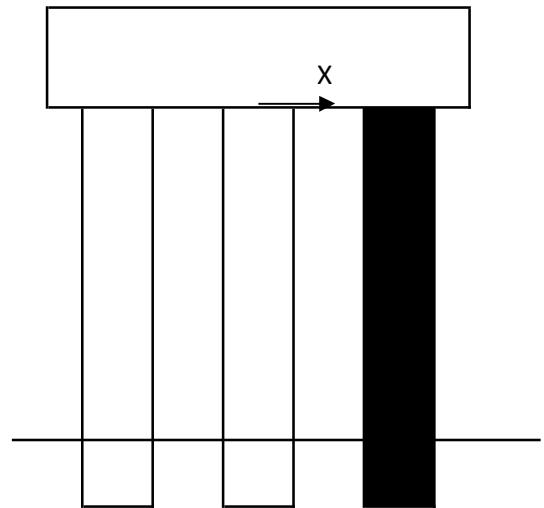
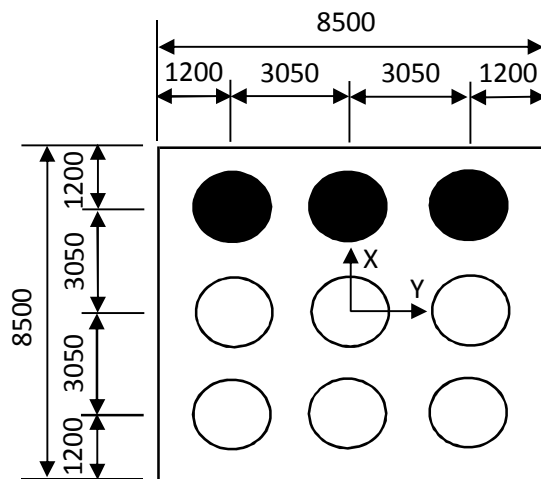
着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
i	0.000	309.000	659.000	-1230.000	0.000
1	0.690	644.093	329.582	-1249.113	1.021
2	1.380	786.215	97.350	-1268.226	1.875
3	2.070	797.188	-53.404	-1287.339	2.524
4	2.760	727.251	-140.070	-1306.452	2.964
5	3.450	614.765	-179.390	-1325.565	3.212
6	4.140	487.173	-186.102	-1344.678	3.297
7	4.830	362.638	-172.310	-1363.791	3.253
8	5.520	251.934	-147.346	-1382.904	3.113
9	6.210	160.301	-117.959	-1402.017	2.905
10	6.900	89.113	-88.677	-1421.130	2.655
11	7.590	37.263	-62.240	-1440.243	2.380
12	8.280	2.242	-40.034	-1459.356	2.095
13	8.970	-19.062	-22.495	-1478.469	1.810
14	9.660	-29.834	-9.437	-1497.582	1.529
15	10.350	-32.993	-0.323	-1516.695	1.256
16	11.040	-31.028	5.537	-1535.808	0.991

着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
17	11.730	-25.939	8.845	-1554.921	0.735
18	12.420	-19.264	10.228	-1574.034	0.486
19	13.110	-12.152	10.182	-1593.147	0.241
j	13.800	-5.461	9.052	-1612.260	0.000
MAX	2.070	797.188	-53.404	-1287.339	---
MIN	10.350	-32.993	-0.323	-1516.695	---

部材番号 2 (2 - 3)

着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
i	0.000	-5.461	9.052	-1612.260	0.000
1	0.550	-1.485	5.183	-1627.495	0.000
j	1.100	0.000	0.000	-1642.730	0.000
MAX	1.100	0.000	0.000	-1642.730	---
MIN	0.000	-5.461	9.052	-1612.260	---

座標No.3 (3.050 m)

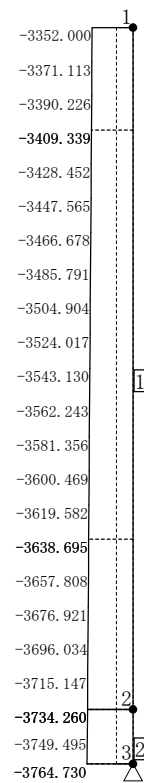


着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
17	11.730	-25.939	8.845	-3676.921	0.735
18	12.420	-19.264	10.228	-3696.034	0.486
19	13.110	-12.152	10.182	-3715.147	0.241
j	13.800	-5.461	9.052	-3734.260	0.000
MAX	2.070	797.188	-53.404	-3409.339	---
MIN	10.350	-32.993	-0.323	-3638.695	---

部材番号 2 (2 - 3)

着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
i	0.000	-5.461	9.052	-3734.260	0.000
1	0.550	-1.485	5.183	-3749.495	0.000
j	1.100	0.000	0.000	-3764.730	0.000
MAX	1.100	0.000	0.000	-3764.730	---
MIN	0.000	-5.461	9.052	-3734.260	---

断面力N x 図



+N ← i ——— j → +N

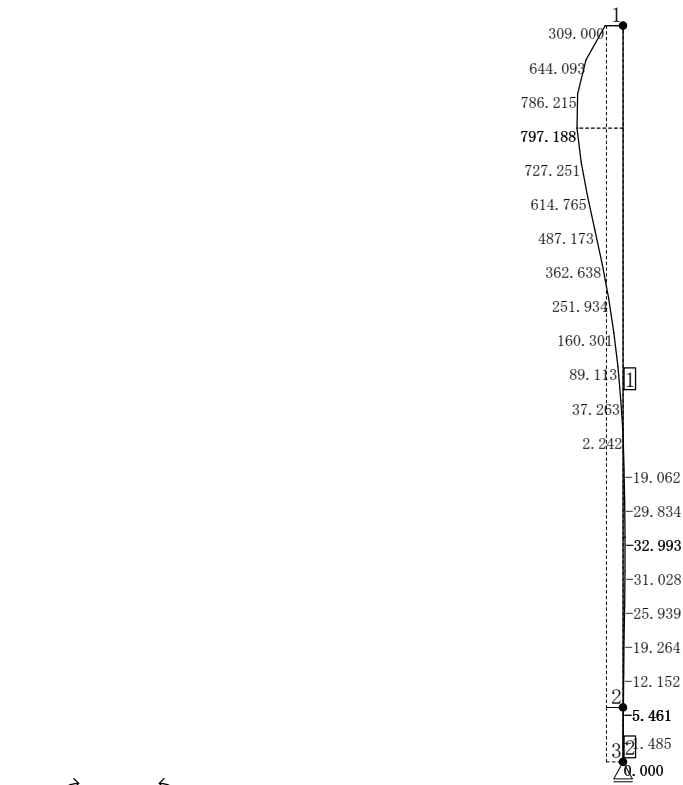
部材番号 1 (1 - 2)

着目点	距離 (m)	曲げモーメント Mz (kN・m)	せん断力 Sy (kN)	軸力 Nx (kN)	たわみ δ (mm)
i	0.000	309.000	659.000	-3352.000	0.000
1	0.690	644.093	329.582	-3371.113	1.021
2	1.380	786.215	97.350	-3390.226	1.875
3	2.070	797.188	-53.404	-3409.339	2.524
4	2.760	727.251	-140.070	-3428.452	2.964
5	3.450	614.765	-179.390	-3447.565	3.212
6	4.140	487.173	-186.102	-3466.678	3.297
7	4.830	362.638	-172.310	-3485.791	3.253
8	5.520	251.934	-147.346	-3504.904	3.113
9	6.210	160.301	-117.959	-3524.017	2.905
10	6.900	89.113	-88.677	-3543.130	2.655
11	7.590	37.263	-62.240	-3562.243	2.380
12	8.280	2.242	-40.034	-3581.356	2.095
13	8.970	-19.062	-22.495	-3600.469	1.810
14	9.660	-29.834	-9.437	-3619.582	1.529
15	10.350	-32.993	-0.323	-3638.695	1.256
16	11.040	-31.028	5.537	-3657.808	0.991

■面内断面力

◆基本荷重ケース 1：レベル2地震時

断面力M z 図



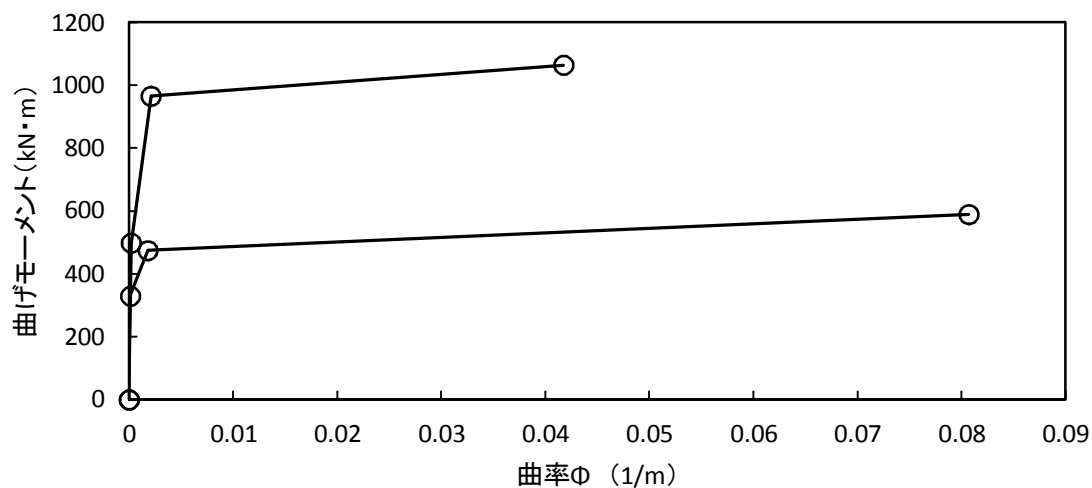
2. 5. 3杭のM-Φ

杭外径	D = 1.2 (m)
コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 24$ (N/mm ²)
降伏強度	主鉄筋 = 295 (N/mm ²)
	帯鉄筋 = 295 (N/mm ²)
主鉄筋かぶり	= 120 (mm)

主鉄筋 **D22 - 12 本**

横拘束筋 断面積 $A_h = 126.7$ (mm²) 間隔 $s = 250$ (mm)

有効長 $d = 960$ (mm)



- ・ 死荷重時軸力 (軸力 $N = 1230$ kN)
 - ひび割れ曲げモーメント $M_c = 498.4$ kN·m 曲率 $\Phi_c = 0.0002057$ 1/m
 - 降伏モーメント $M_y = 965.3$ kN·m 曲率 $\Phi_c = 0.0021033$ 1/m
 - 終局モーメント $M_u = 1064.1$ kN·m 曲率 $\Phi_c = 0.0417572$ 1/m
- ・ 軸力0時 (軸力 $N = 0$ kN)
 - ひび割れ曲げモーメント $M_c = 329.6$ kN·m 曲率 $\Phi_c = 0.0001291$ 1/m
 - 降伏モーメント $M_y = 474.7$ kN·m 曲率 $\Phi_c = 0.0018071$ 1/m
 - 終局モーメント $M_u = 589.2$ kN·m 曲率 $\Phi_c = 0.0806928$ 1/m

2. 5. 4許容支持力の計算

(1) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度の推定方法

(H14道示Ⅳ 表-解12.4.5)

	砂質土	粘性土
場所打ち杭工法	5 N (≤ 200)	10 N (≤ 150)

※Nは各層のN値を示す。

※N値が5未満となる軟弱層の最大周面摩擦力度は0とする。

最大周面摩擦力度

層 No	層厚 (m)	土質	平均 N値	粘着力 _c (kN/m ²)	f _i (kN/m ²)
1	13.800	粘性土	6.3	0	63.0
2	1.100	粘性土	50.0	0	150.0

(2) 杭の諸元

杭種 : 場所打ち杭 Φ 1200 (mm)

工法 : 場所打ち杭

杭長 : L = 14.90 (m)

突出長 : L_o = 0.00 (m)

杭の種類 : 支持杭

(3) 軸方向許容押込み支持力の計算

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \quad (\text{H14道示Ⅳ 解12.4.1})$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力(kN)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当たりの極限支持力度(kN/m²)

$$q_d = 5000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(H14道示Ⅳ 表-解12.4.1)

地盤種類	杭先端の極限支持力度(kN/m ²)
砂れき層及び砂層(N≥30)	3000
良質な砂れき層(N≥50)	5000
硬質粘性土層	3 q _u

A_p : 杭先端面積(m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 1.2^2 = 1.131 \quad (\text{m}^2)$$

U : 杭の周長(m)

$$U = \pi \cdot 1.2 = 3.770 \quad (\text{m})$$

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量
・常時

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m ²)	層厚 L _i (m)	f _i (kN/m ²)	L _i ・f _i (kN/m)
1	粘性土	6.3	0	13.800	63.0	869.4
2	粘性土	50.0	0	1.100	150.0	165.0
計				14.900		1034.4

・地震時

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m^2)	層厚 $L_i(\text{m})$	f_i (kN/m^3)	$L_i \cdot f_i$ (kN/m)
1	粘性土	6.3	0	13.800	63.0	869.4
2	粘性土	50.0	0	1.100	150.0	165.0
計				14.900		1034.4

地盤から決まる極限支持力

・常時

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

$$= 5655 + 3900 = 9554 \quad (\text{kN})$$

・地震時

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

$$= 5655 + 3900 = 9554 \quad (\text{kN})$$

杭体から決まる押込み支持力の上限値

$$R_{pu} = 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A_c + \sigma_y \cdot A_s = 24442 \quad (\text{kN})$$

(H14道示Ⅳ 解12.10.3)

R_{pu} : 杭体から決まる押込み支持力の上限値(kN)

σ_{ck} : 杭体コンクリートの設計基準強度 = $24000 \quad (\text{kN/m}^2)$

A_c : 杭体コンクリートの断面積 = $1.13097 \quad (\text{m}^2)$

σ_y : 鉄筋の降伏点 = $295000 \quad (\text{kN/m}^2)$

A_s : 鉄筋断面積 = $0.004645 \quad (\text{m}^2)$

押込み支持力の上限値

$$P_{nu} = \min (R_u, R_{pu}) = 9554 \quad (\text{kN})$$

2. 2. 5せん断耐力

破壊形態の判定に用いるせん断耐力

$$\left. \begin{aligned} P_s &= S_c + S_s \\ S_c &= c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \\ S_s &= \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d}{1.15 \cdot a} (\sin \theta + \cos \theta) \end{aligned} \right\} \quad (\text{H14道示IV 5.2.1})$$

ここに、

$$\begin{aligned} S_c &: \text{コンクリートが負担するせん断耐力(kN)} \\ S_s &: \text{斜引張鉄筋が負担するせん断耐力(kN)} \\ b &: \text{部材断面幅(等積箱型断面の有効高とする)} = 1063 \quad (\text{mm}) \\ b &= 1 / 2 \cdot D \cdot \sqrt{2} \\ d &: \text{部材断面の有効高} = 964 \quad (\text{mm}) \\ d &= 1 / 2 \cdot b + 1 / \pi \cdot 2 \cdot \sqrt{2} \cdot r_s \\ r_s &: \text{円中心から主鉄筋重心までの距離} = 480 \quad (\text{mm}) \\ D &: \text{杭外径} = 1200 \quad (\text{mm}) \\ c_c &: \text{正負交番作用による補正係数} = 1.0 \\ c_e &: \text{有効高さdに関する補正係数} = 1.000 \end{aligned}$$

(H14道示V 表10.5.2)

有効高d(mm)	1000以下	3000	5000	10000以上
Ce	1	0.7	0.6	0.5

$$c_{pt} : \text{引張主鉄筋比に関する補正係数} = 1.15$$

(H14道示V 表-10.5.3)

鉄筋比(%)	0.2	0.3	0.5	1.0以上
Cpt	0.9	1.0	1.2	1.5

$$p_t : \text{引張主鉄筋比(図心から引張側)} = 0.45 \quad (\%)$$

$$p_t = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100$$

$$c_n : \text{軸方向圧縮力による補正係数} = 1.17$$

$$c_n = 1 + \frac{M_o}{M} \quad \text{ただし、} 1 \leq c_n \leq 2 \quad (\text{H14道示IV 4.2.1})$$

$$M = \text{作用曲げモーメント(終局曲げモーメント)} = 1064.1 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_o = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

$$M_o : \text{軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント} = 184.5 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$N : \text{作用軸力(死荷重作用時)} = 1230 \quad (\text{kN})$$

$$A_c : \text{杭の断面積} = 1.131 \quad (\text{m}^2)$$

$$I_c : \text{杭の断面2次モーメント} = 0.101788 \quad (\text{m}^4)$$

$$y : \text{杭中心から引張縁までの距離} = 0.6 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_{ck} : \text{コンクリートの設計基準強度} = 24.0 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau_c : \text{コンクリートが負担できる平均せん断応力度} = 0.35 \quad (\text{N/mm}^2)$$

(H14道示V 表10.5.1)

σ_{ck}	21	24	27	30	40
τ_c	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

$$A_w : \text{斜引張鉄筋の総断面積} = 253 \quad (\text{mm}^2)$$

$$s : \text{斜引張鉄筋の間隔} = 250 \quad (\text{mm})$$

$$\sigma_{sy} : \text{斜引張鉄筋の降伏点強度} = 295 \quad (\text{N/mm}^2)$$

以上より

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d / 1000 = 414 \quad (\text{kN})$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d}{1.15 \cdot s} (\sin \theta + \cos \theta) / 1000 = 251 \quad (\text{kN})$$

$$P_s = S_c + S_s = 664 \quad (\text{kN})$$

杭基礎全体のせん断耐力が基礎全体へ作用する水平力を上回っていることを照査する。

$$\Sigma P_s = P_s \cdot n = 664 \cdot 9 = 5979 \quad (\text{kN}) \quad (n : \text{杭本数})$$

2. 2. 6耐震性能照査

耐震性能の照査において、橋脚基礎の塑性化を考慮しない場合には、次のいずれかを達しない状態とする。

- ①全ての杭において杭体が降伏する。
- ②一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。
- ③橋脚基礎の部材に生じる断面力が、当該部材の耐力を超える。

				座標(m)			
				単位	-3.05	0.00	3.05
基礎の耐力照査	最大曲げモーメント		Mmax	kN・m	797.19	797.19	797.19
	降伏曲げモーメント		My	kN・m	474.70	474.70	965.30
	判定	各杭列の判定			Mmax ≥ My OUT	Mmax ≥ My OUT	Mmax ≤ My OK
		総合判定			降伏していない杭がある OK		
	杭頭最大鉛直反力		PN	kN	-891	1230	3352
	押込み支持力の上限値		PNu	kN	9554	9554	9554
	判定	各杭列の判定			PN ≤ Pnu OK	PN ≤ Pnu OK	PN ≤ Pnu OK
		総合判定			押込み支持力の上限値に達しない OK		
せん断力の照査	杭基礎のせん断力		S	kN	5931		
	杭基礎のせん断耐力		Ps	kN	5979		
	コンクリート負担分		Sc	kN	3724		
	帯鉄筋負担分		Ss	kN	2256		
	判定				S ≤ Ps OK		

3章. ダンパーの性能照査

3. 1設計基準

ダンパーの照査について、「道路橋の免震・制震設計法マニュアル 6. 7. 3鋼製ダンパーの設計」に従う。

(1) 軸降伏型ダンパー

(a) 軸降伏型ダンパーの地震時変位を式 (6.7.7)により照査する。

$$u_d \leq u_a \quad (6.7.7)$$

ここに、

u_d : 地震時に軸降伏型ダンパーに生じる設計変位 (mm)

u_a : 軸降伏型ダンパーの許容変位 (mm)で、軸降伏型ダンパーの終局変位 u_u は式 (6.7.8)により算出する。

$$u_u = \varepsilon_u \cdot L_d \quad (6.7.8)$$

ε_u : 軸降伏型ダンパーの限界ひずみで、ダンパーの形状に応じて性能確認試験に基づき設定する。

L_d : 軸降伏型ダンパーの塑性化部分の長さ (mm)

(b) 地震時の低サイクル疲労に対する軸降伏型ダンパーの安定性を式 (6.7.9)により照査する。

$$\eta_d \leq \eta_u / \alpha_d \quad (6.7.9)$$

ここに、

η_d : 地震による軸降伏型ダンパーの累積塑性率

η_u : 軸降伏型ダンパーの終局累積塑性率で、性能確認試験に基づき設定する。

α_d : 軸降伏型ダンパーの許容累積塑性率を求めるための安全率

3. 1. 1ダンパーに生じる最大変位の照査

$$u_d \leq u_a \quad (6.7.7)$$

判定 OK

ここに、

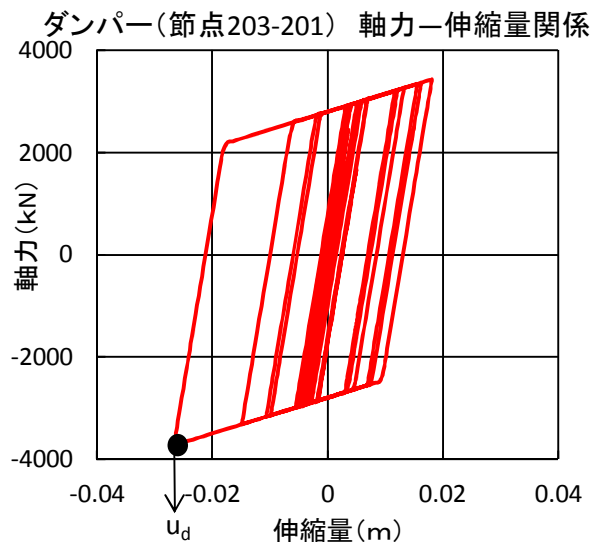
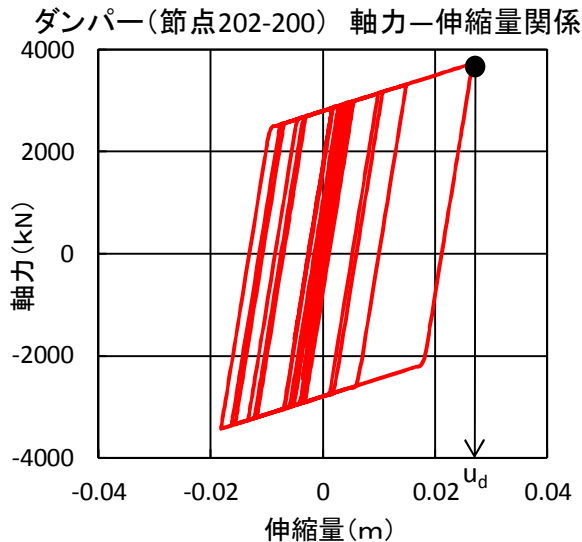
u_d : 地震時にダンパーに生じる最大変位 = 27 (mm) ... 動的解析結果より算出

u_a : ダンパーの許容変位 = $L_d \times \varepsilon_u = 40$ (mm) (6.7.8)

L_d : 塑性部分の長さ = 2000 (mm)

ε_u : ダンパーの限界ひずみ = 2.0 (%)

※今回のダンパーは「パッシブ制振構造設計・施工マニュアル第3版」により2.0% とする。



3. 1. 2低サイクル疲労に対するダンパーの安定性の照査

$$\eta_d \leq \eta_u / \alpha_d \quad (6.7.9)$$

判定 OK

ここに、

$$\eta_d : \text{ダンパーの累積塑性率} = \sum u_i / u_y = 43 \quad (\text{mm})$$

$$\sum u_i : \text{累積塑性変位量} = 213 \quad (\text{mm}) \quad \cdots \text{動的解析結果より算出}$$

$$u_y : \text{降伏変位} = P_y / K = 4.95 \quad (\text{mm}) \quad \cdots \text{「2.4.1動的解析データ」より}$$

η_u : ダンパーの終局累積塑性率で、無次元化最大歪振幅—累積塑性率関係から下式により求める。(日本建築学会大会学術講演概集より抜粋 ※詳細は付録に添付)

$$D/t \cdot \sigma_y / E \cdot \varepsilon_{\max} = 0.470 \quad \eta^{-0.472} \quad (\text{JFE-LY225S})$$

ここに、

$$D/t : \text{軸力管の径厚比} = 219.1 / 11 = 19.9$$

$$\sigma_y : \text{降伏応力度} = 205 \quad (\text{N/mm}^2)$$

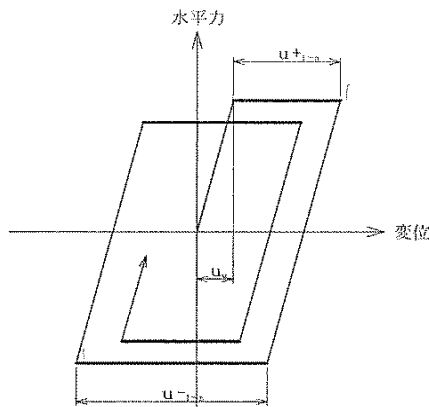
$$E : \text{ヤング係数} = 200000 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\varepsilon_{\max} : \text{最大歪振幅} = 1.35 \quad (\%)$$

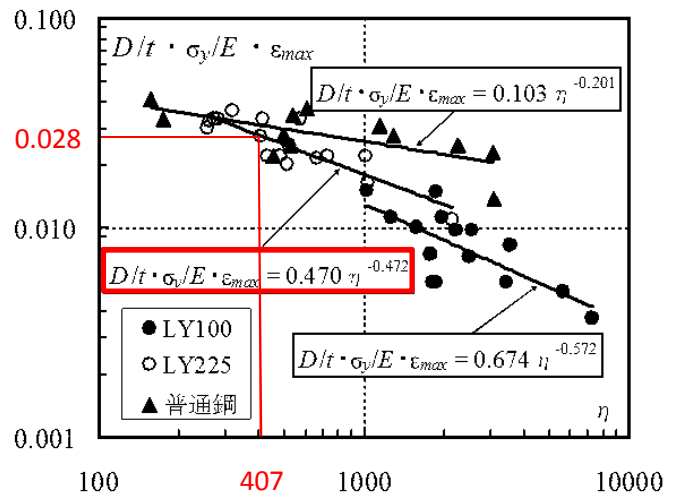
$$0.028 = 0.470 \quad \eta_u^{-0.472} \quad \eta_u = \underline{\underline{407}}$$

u_i^+ : 各サイクルの引張側の塑性変位(mm)

u_i^- : 各サイクルの圧縮側の塑性変位(mm)



累積塑性変形の定義

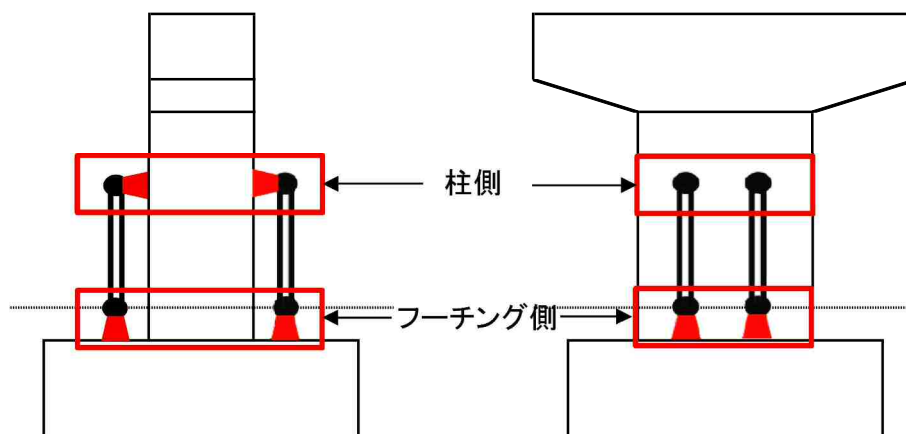


無次元化最大歪振幅—累積塑性率関係

$$\alpha_d : \text{ダンパーの許容累積塑性率を求めるための安全率} = 3.0$$

第4章. ダンパー取付金具の計算

ダンパーに取り付けるための「取付金具」と「あと施工アンカー」について照査を行う。



4. 1 設計条件

4. 1. 1 構造形式

アンカー形式 : 接着系アンカー
アンカーボルト : フーチング側
普通ボルト : M 48
柱側
異形鋼棒 : D 51
取り付け治具 : 普通鋼仕様

4. 1. 2 形状寸法

フーチング側
ベースプレート寸法 : 860 mm x 860 mm x 40 mm
ボルト本数 : 8 本
アンカー有効埋込深さ : 864 mm (20 D = 960 mm 以下)
柱側
ベースプレート寸法 : 618 mm x 980 mm x 40 mm
ボルト本数 : 8 本
アンカー有効埋込深さ : 0 mm (20 D = 1020 mm 以下) ※貫通ボルト

4. 1. 3 使用材料

- (1) 鋼材
ベースプレート : SM490
補剛リブ材 : SM490
ガセットプレート : SM490
- (2) コンクリート
橋脚コンクリート : 設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21$ (kN/m²)
- (3) ボルト
アンカーボルト : SM490 六角ボルト(先端斜め切り加工)
: SD295 異形鋼棒(先端斜め切り加工)

4. 1. 4 設計荷重

- (1) 死荷重(各材料の単位体積重量)
鋼材 : 77.0 (kN/m³)
鉄筋コンクリート : 24.5 (kN/m³)
- (2) ダンパー許容耐力
短期荷重 : 1470 (kN) (JFE-LY225S)

4. 1. 5許容応力度の割増し

地震時の割増係 : 1.50

4. 1. 6許容応力度

- (1) あと施工アンカー軸引張力に対する照査
軸引張力に対する照査は「あと施工アンカー 設計と施工」より、以下3つの許容耐力を満足するように設計を行う。

- 1) アンカー筋の降伏により決まる場合のアンカー1本あたりの許容引張力(Ta1)

$$Ta1 = \sigma_y \times s_a \times \phi_1 \quad (\text{N})$$

(あと施工アンカー 式3.22)

σ_y : アンカー筋の規格降伏点強度(N/mm²)

s_a : アンカー筋の有効断面積(mm²)

ϕ_1 : 低減係数(短期荷重用)

- 2) コーン状破壊により決まる場合のアンカー1本あたりの許容引張力(Ta2)

$$Ta2 = 9.8 \times (0.75 \times \sqrt{\sigma_B} \times A_c) \times \phi_2 \quad (\text{N})$$

(あと施工アンカー 式3.23)

σ_B : コンクリートの圧縮強度(kg/cm²)

A_c : 母材のコーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²)

ϕ_2 : 低減係数(短期荷重用)

- 3) 付着力により決まる場合のアンカー1本あたりの許容引張力(Ta3)

$$Ta3 = \tau_a \times D_a \times \pi \times l_e \times \phi_2 \quad (\text{N})$$

(あと施工アンカー 式3.23)

τ_a : 接着系アンカーの引抜力(N/mm²)

D_a : アンカー筋の呼び径(mm)

l_e : アンカー筋の有効埋込長(mm)

ϕ_2 : 低減係数(短期荷重用)

- (2) あと施工アンカーせん断力に対する照査

せん断力に対する照査は「あと施工アンカー 設計と施工」より、以下2つの許容耐力を満足するように設計を行う。

- 1) 鋼材で決まる場合のアンカー1本あたりの許容せん断力(Qa1)

$$Qa1 = 0.7 \times \sigma_y \times a_c \times \phi_1 \quad (\text{N})$$

(あと施工アンカー 式3.29)

σ_y : アンカー筋の規格降伏点強度(N/mm²)

a_c : アンカー筋の最小断面積(mm²)

ϕ_1 : 低減係数(短期荷重用)

- 2) コンクリートの支圧強度で決まる場合のアンカー1本あたりの許容せん断力(Qa2)

$$Ta2 = 9.8 \times (0.4 \times \sqrt{\sigma_B \times E_c} \times a_s) \times \phi_2 \quad (\text{N})$$

(あと施工アンカー 式3.30)

σ_B : コンクリートの圧縮強度(kg/cm²)

a_s : アンカー本体の最小断面積(mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(kg/cm²)

ϕ_2 : 低減係数(短期荷重用)

- (3) あと施工アンカー軸力とせん断力を受ける場合の照査
軸引張力とせん断力を受ける場合は「あと施工アンカー 設計と施工」より、以下の式で照査を行う。

$$\left(T / T_a \right)^2 + \left(S_d / Q_a \right)^2 < 1.0$$

(あと施工アンカー 式4.12)

T : アンカー1本あたりに作用する設計引張力
T_a : 接着系アンカー1本あたりの許容引張力
S_d : アンカー1本あたりに作用する設計せん断力
Q_a : 接着系アンカー1本あたりの許容せん断力

(4) 鋼材

1) 許容軸方向引張応力度

(H24道示Ⅱ 表3.2.1)

(N/mm²)

鋼種 板厚	SS400、SM400 SMA400W SKK400、STK400	SM490 SKK490、STK490	SM490Y、SM520 SMA490W	SM570、SMA570W
40mm以下	140	185	210	255
75mm以下	125	175	195	245

2) 許容軸方向圧縮応力度

構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、下記の式により算出する。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \quad (\text{H24道示Ⅱ 式3.2.1})$$

ここに、

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度(N/mm²)

σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm²)

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度(N/mm²)

σ_{cao} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値(N/mm²)

(H24道示Ⅱ 表3.2.2)

(N/mm²)

鋼種 板厚	SS400、SM400 SMA400W SKK400、STK400	SM490 SKK490、STK490	SM490Y、SM520 SMA490W	SM570、SMA570W
40mm以下	$L/r \leq 18$ 140	$L/r \leq 16$ 185	$L/r \leq 15$ 210	$L/r \leq 18$ 255
	$18 < L/r \leq 92$ $140 - 0.82(L/r - 18)$	$16 < L/r \leq 79$ $185 - 1.2(L/r - 16)$	$15 < L/r \leq 75$ $210 - 1.5(L/r - 15)$	$18 < L/r \leq 67$ $255 - 2.1(L/r - 18)$
	$92 < L/r$ $\frac{1200000}{6700 + (L/r)^2}$	$79 < L/r$ $\frac{1200000}{5000 + (L/r)^2}$	$75 < L/r$ $\frac{1200000}{4400 + (L/r)^2}$	$67 < L/r$ $\frac{1200000}{3500 + (L/r)^2}$
75mm以下	$L/r \leq 19$ 125	$L/r \leq 16$ 175	$L/r \leq 15$ 195	$L/r \leq 17$ 245
	$19 < L/r \leq 96$ $125 - 0.68(L/r - 19)$	$16 < L/r \leq 82$ $175 - 1.1(L/r - 16)$	$15 < L/r \leq 77$ $195 - 1.3(L/r - 15)$	$17 < L/r \leq 69$ $245 - 2.0(L/r - 17)$
	$96 < L/r$ $\frac{1200000}{7300 + (L/r)^2}$	$82 < L/r$ $\frac{1200000}{5300 + (L/r)^2}$	$77 < L/r$ $\frac{1200000}{4700 + (L/r)^2}$	$69 < L/r$ $\frac{1200000}{3600 + (L/r)^2}$

L : 部材の有効座屈長(mm)

r : 部材の断面2次半径(mm)

3) 許容曲げ引張応力度

(H24道示Ⅱ 表3.2.1)

(N/mm²)

鋼種 板厚	SS400、SM400 SMA400W SKK400、STK400	SM490 SKK490、STK490	SM490Y、SM520 SMA490W	SM570、SMA570W
40mm以下	140	185	210	255
75mm以下	125	175	195	245

4) 許容せん断応力度

(H24道示Ⅱ 表3.2.4)

(N/mm²)

鋼種 板厚	SS400、SM400 SMA400W SKK400、STK400	SM490 SKK490、STK490	SM490Y、SM520 SMA490W	SM570、SMA570W
40mm以下	80	105	120	145
75mm以下	75	100	115	140

5) 許容支圧応力度

(H24道示Ⅱ 表3.2.4)

(N/mm²)

鋼種 板厚	SS400、SM400 SMA400W SKK400、STK400	SM490 SKK490、STK490	SM490Y、SM520 SMA490W	SM570、SMA570W
40mm以下	210	280	315	380
75mm以下	190	260	295	365

6) 局部座屈に対する許容応力度

(H24道示Ⅱ 表4.2.3)

(N/mm²)

鋼種 板厚	SS400、SM400 SMA400W SKK400、STK400	SM490 SKK490、STK490	SM490Y、SM520 SMA490W	SM570、SMA570W
40mm以下	$\frac{b}{12.8} \leq t$ 140	$\frac{b}{11.2} \leq t$ 185	$\frac{b}{10.5} \leq t$ 210	$\frac{b}{9.5} \leq t$ 255
	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.8}$ $23000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$ $23000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5}$ $23000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.5}$ $23000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$
75mm以下	$\frac{b}{13.6} \leq t$ 125	$\frac{b}{11.5} \leq t$ 175	$\frac{b}{10.9} \leq t$ 195	$\frac{b}{9.7} \leq t$ 245
	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.6}$ $23000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.5}$ $23000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.9}$ $23000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.7}$ $23000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$

b : 自由突出幅(mm)

7) 軸力と曲げモーメントが作用する部材の照査

軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材は、次の項目により照査を行う。

・軸力向力が引張の場合

照査式1

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}} \leq 1 \quad (\text{H24道示 II 式4.3.2})$$

照査式2

$$-\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad (\text{H24道示 II 式4.3.3})$$

照査式3

$$\sigma_t + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \leq \sigma_{ta} \quad (\text{H24道示 II 式4.3.1})$$

・軸力向力が圧縮の場合

照査式1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot \alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \cdot \alpha_z} \leq 1 \quad (\text{H24道示 II 式4.3.4})$$

照査式2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\alpha_z} \leq \sigma_{cal} \quad (\text{H24道示 II 式4.3.5})$$

ここに、

- σ_t, σ_c : 照査する断面に作用する軸方向引張および圧縮応力度 (N/mm²)
- $\sigma_{bty}, \sigma_{btz}$: 強軸および弱軸まわりに作用する曲げ引張応力度 (N/mm²)
- $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 強軸および弱軸まわりに作用する曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ta} : 許容軸方向引張応力度 (N/mm²)
- σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm²)
- σ_{bal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- α_y, α_z : 付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数

$$\alpha_y = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8 \cdot \sigma_{ey}} \quad (\text{H24道示 II 式4.3.6})$$

$$\alpha_z = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8 \cdot \sigma_{ez}} \quad (\text{H24道示 II 式4.3.7})$$

σ_{ey}, σ_{ez} : 強軸および弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \quad (\text{H24道示 II 式4.3.8})$$

$$\sigma_{ez} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_z)^2} \quad (\text{H24道示 II 式4.3.9})$$

L : 有効座屈長 (mm)

r_y, r_z : 強軸および弱軸まわりの断面2次半径 (mm)

9) 曲げモーメントとせん断が作用する部材の照査

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{H24道示 II 式11.2.3})$$

σ : 曲げによる垂直応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_a : 許容引張応力度 (N/mm²)

τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

※ただし、せん断応力度が許容せん断応力度の45%以下である場合は照査しない。

(5) 溶接部

1) 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度は以下に示す値とする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は強度の低い鋼材に対する値をとる。

(H24道示Ⅱ 表3.2.6)

(N/mm²)

鋼種		SS400、SM400 SMA400W		SM490		SM490Y、SM520 SMA490W		SM570、SMA570W	
板厚(mm)		40以下	100以下	40以下	100以下	40以下	75以下	40以下	75以下
完全溶込み開先溶接	圧縮 応力度	140	125	185	175	210	195	255	245
	引張 応力度	140	125	185	175	210	195	255	245
	せん断 応力度	80	75	105	100	120	115	145	140
すみ肉溶接	せん断 応力度	80	75	105	100	120	115	145	140

2) すみ肉溶接の脚及びサイズ

すみ肉溶接は等脚すみ肉溶接を原則とし、サイズは式を満たす大きさとするのを標準とする。

$$t_1 > S \quad \text{かつ} \quad S > \sqrt{2}t_2 \quad (\text{H24道示Ⅱ 式7.2.1})$$

S : サイズ(mm) ただし、S>6mm以上

t1 : 薄い方の母材の厚さ(mm)

t2 : 厚い方の母材の厚さ(mm)

3) 溶接継手の合成応力度の照査

軸力・曲げモーメント及びせん断力が組み合わされて作用する溶接継手部は、次の項目により照査を行う。

完全溶込み開先溶接

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{H24道示Ⅱ 式7.2.6})$$

すみ肉溶接

$$\left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.0 \quad (\text{H24道示Ⅱ 式7.2.7})$$

σ : 軸方向もしくは曲げモーメントによる垂直応力度又は両者の和(N/mm²)

τ_b : 軸方向もしくは曲げモーメントによるせん断応力度又は両者の和(N/mm²)

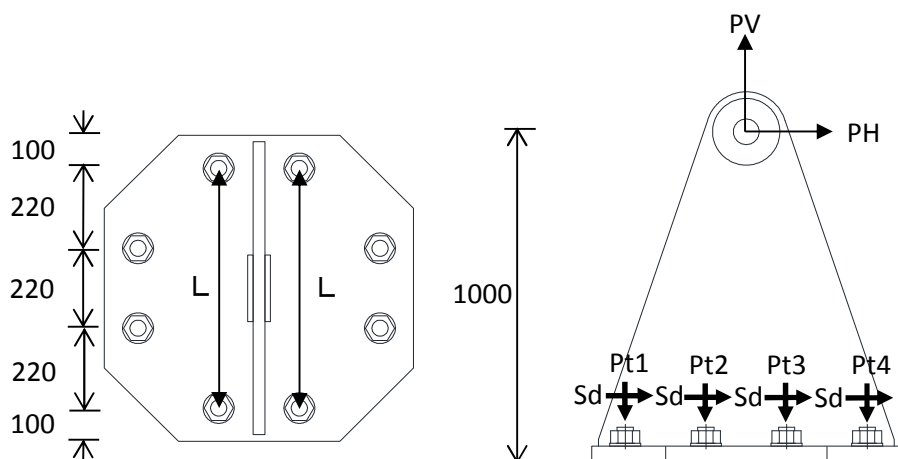
τ_s : せん断力によるせん断応力度(N/mm²)

σ_a : 許容引張応力度(N/mm²)

τ_a : 許容せん断応力度(N/mm²)

4. 2フーチング側取付金具の設計

4. 2. 1アンカーボルトの計算



(1) 設計荷重

$$PV = \text{ダンパー許容耐力} \cdot a_j = 2205 \text{ (kN)}$$

$$PH = \frac{\cos 88.2}{\sin 88.2} \cdot 2205 = 69 \text{ (kN)}$$

PV : 取付部に作用する鉛直荷重

a_j : 接合部の設計に考慮する安全率 = 1.5

PH : 取付部に作用する水平荷重

接合部に作用する安全率 a_j

JFE-LY100S	JFE-LY225S
2.5	1.5

(2) アンカーボルトに作用する荷重

$$Pt' : \text{各列一本当たりボルト引張力} = 2205 / 8 = 276 \text{ kN / 本}$$

ベースプレートのボルト群の中立軸に対する2次モーメントを求め、曲げモーメントによる1本当たりのボルト引張力を算出する。

引張側からの 配列	n (本)	ピッチ (mm)	y_i (mm)	$n \cdot y_i$	y_e (mm)	$n \cdot y_e^2$ (mm ²)	Pt'' (kN/本)
1列目 (Pt1')	2	100	100	200	330	217800	47
2列目 (Pt2')	2	220	320	640	110	24200	16
3列目 (Pt3')	2	220	540	1080	-110	24200	-16
4列目 (Pt4')	2	220	760	1520	-330	217800	-47
合計	8	-	-	3440	-	484000	-

e : 引張側縁端からボルト中心軸までの距離 $= \sum (n \times y_i) / \sum n$ (mm)

n : 各列のボルト本数

y_i : 引張側縁端から各ボルトまでの距離

y_e : ボルト中心軸から各列までの距離 $= e - y_i$

M : 曲げモーメント「PH・(作用高さ+ベース板厚)」 $= 69295$ (kN・mm)

Pt : 各列一本当たりボルト引張力 $= (M / \sum y_i^2) \times y_i$ (kN・本)

よって、Pt1、Pt2の引張荷重は

$$Pt1 = Pt' + Pt1' = 276 + 47 = 323 \text{ kN / 本}$$

$$Pt2 = Pt' + Pt2' = 276 + 16 = 291 \text{ kN / 本}$$

$$Sd : \text{各ボルトに作用するせん断力} = 69 / 8 = 9 \text{ kN / 本}$$

(3) アンカーボルトの応力度照査

1) 軸引張力に対する照査

- ・ アンカー筋の降伏により決まる場合のアンカー1本あたりの許容引張力(Ta1)

$$\begin{aligned} Ta1 &= \sigma_y \times s_a \times \phi_1 \\ &= 295 \times 1540 \times 1.0 = 454300 \quad (\text{N}) \\ &\quad (\text{あと施工アンカー 式3.22}) \end{aligned}$$

Ta1	>	Pt1			
454300	>	323000	判定	0.71	<u>OK</u>
Ta1	>	Pt2			
454300	>	291000	判定	0.64	<u>OK</u>

- ・ コーン状破壊により決まる場合のアンカー1本あたりの許容引張力(Ta2)

$$\begin{aligned} Ta2 &= 9.8 \times (0.75 \times \sqrt{\sigma_B} \times Ac1) \times \phi_2 \\ &= 9.8 \times (0.75 \times 14.49 \times 5868.7) \times 0.6 = 375051 \quad (\text{N}) \\ &\quad (\text{あと施工アンカー 式3.23}) \end{aligned}$$

※Ac1はCADからの読み取りによる

Ta2	>	Pt1			
375051	>	323000	判定	0.86	<u>OK</u>
Ta2	>	Pt2			
375051	>	291000	判定	0.78	<u>OK</u>

- ・ 付着力により決まる場合のアンカー1本あたりの許容引張力(Ta3)

$$\begin{aligned} Ta3 &= \tau_a \times D_a \times \pi \times l_e \times \phi_2 \\ &= 9.8 \times 48 \times 3.14 \times 864 \times 0.6 = 766094 \quad (\text{N}) \\ &\quad (\text{あと施工アンカー 式3.24}) \end{aligned}$$

Ta3	>	Pt1			
766094	>	323000	判定	0.42	<u>OK</u>
Ta3	>	Pt2			
766094	>	291000	判定	0.38	<u>OK</u>

2) せん断力に対する照査

- ・ 鋼材で決まる場合のアンカー1本あたりの許容せん断力(Qa1)

$$\begin{aligned} Qa1 &= 0.7 \times \sigma_y \times a_c \times \phi_1 \\ &= 0.7 \times 295 \times 1540 \times 1.0 = 318010 \quad (\text{N}) \\ &\quad (\text{あと施工アンカー 式3.29}) \end{aligned}$$

Qa1	>	Sd			
318010	>	9000	判定	0.03	<u>OK</u>

- ・ コンクリートの支圧強度で決まる場合のアンカー1本あたりの許容せん断力(Qa2)

$$\begin{aligned} Qa2 &= 9.8 \times (0.4 \times \sqrt{\sigma_B \times E_c} \times a_s) \times \phi_2 \\ &= 9.8 \times (0.4 \times 7025 \times 15.4) \times 0.6 \\ &= 254450 \quad (\text{N}) \quad (\text{あと施工アンカー 式3.30}) \end{aligned}$$

Qa2	>	Sd			
254450	>	9000	判定	0.04	<u>OK</u>

3) 軸引張力とせん断力を受ける場合の照査

照査に関しては、軸引張・せん断ともに、条件が最も厳しいものを選択して照査を行う。

・ 軸引張力

Pt1	/	Ta1	=	0.71
Pt2	/	Ta1	=	0.64
Pt1	/	Ta2	=	0.86
Pt2	/	Ta2	=	0.78
Pt1	/	Ta3	=	0.42
Pt2	/	Ta3	=	0.38

照査対象 Pt / Ta = 0.86

・ せん断力

Sd	/	Qa1	=	0.03
Sd	/	Qa2	=	0.04

照査対象 Sd / Qa = 0.04

・ 軸引張力とせん断力

$$\left(\frac{Pt}{Ta} \right)^2 + \left(\frac{Sd}{Qa} \right)^2 < 1.0$$

(あと施工アンカー 式4.12)

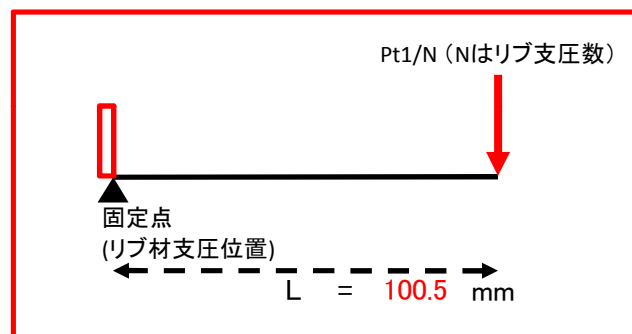
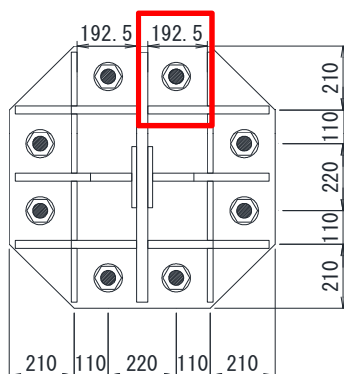
$$\left(\frac{0.86}{0.74} \right)^2 + \left(\frac{0.04}{0.04} \right)^2 < 1.0$$

$$0.74 < 1.0$$

判定 OK

4. 2. 2ベースプレートの板曲げ照査

ベースプレートの板曲げ防止として補剛リブ材を設定し、支圧板表面を固定点した片持ち梁のベースプレートの板曲げ照査を行う。



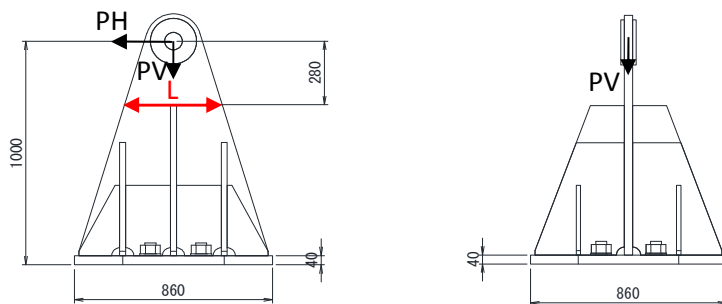
Pt1/N	:	アンカーボルト設計荷重	=	108	(kN)	
L	:	リブ材支圧間距離	=	100.5	(mm)	※LはCADからの読み取りによる
B	:	ベースプレート分担幅	=	177	(mm)	※BはCADからの読み取りによる
t	:	ベースプレート板厚	=	40	(mm)	

	B	t	A(mm ²)	y(mm)	Ay(mm ³)	Io(mm ⁴)
1 BasePL	177	x	40	7080	0	944000
				7080	0	944000

I	:	断面2次モーメント	=	944000	(mm ⁴)	
yu	:	上縁端距離	=	20	(mm)	
yl	:	下縁端距離	=	-20	(mm)	
M	:	曲げモーメント(Pt2xL)/4	=	10821	(kN・mm)	(地震時割増し)
σ	=	$\frac{M}{I} \times yu$	=	229.2	(N/mm ²)	< 277.5 (N/mm ²)
					判定	0.83 <u>OK</u>

4. 2. 3ガセットプレートの計算

PVが下向き(圧縮側)に作用した場合のガセットプレートの照査を行う。



(1) 軸方向圧縮応力度

PV	: 取付部に作用する鉛直荷重	=	2205	(kN)	
h	: 支点間距離	=	280	(mm)	
l	: 有効座屈長($\beta \cdot h$)	=	588	(mm)	(推奨値 β : 2.1)
t	: ガセットプレート板厚	=	36	(mm)	
L	: ガセットプレート根本幅	=	423	(mm)	※LはCADからの読み取りによる
A	: 根本断面積($t \cdot L$)	=	15228	(mm ²)	

$$\sigma_c = \frac{PV}{A} = \frac{2205}{15228} = 144.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(2) 曲げ圧縮応力度

PH	: 取付部に作用する水平荷重	=	69	(kN)	
h	: 支点間距離	=	280	(mm)	
My	: 曲げモーメント	=	19403	(kN・mm)	
t	: ガセットプレート板厚	=	36	(mm)	
L	: ガセットプレート根本幅	=	423	(mm)	※LはCADからの読み取りによる
Iy	: 断面2次モーメント	=	227060901	(mm ⁴)	

$$\sigma_{bcy} = \frac{My}{Iy} = \frac{19403}{227060901} = 18.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(3) 軸力と曲げモーメントが作用する部材の照査

照査式1

$$\frac{144.8}{277.5} + \frac{18.1}{277.5 \cdot 0.998} + \frac{0}{277.5 \cdot 0.733} \leq 1 \quad (\text{H24道示 II 式4.3.4})$$

$$0.59 \leq 1 \quad \text{判定 OK}$$

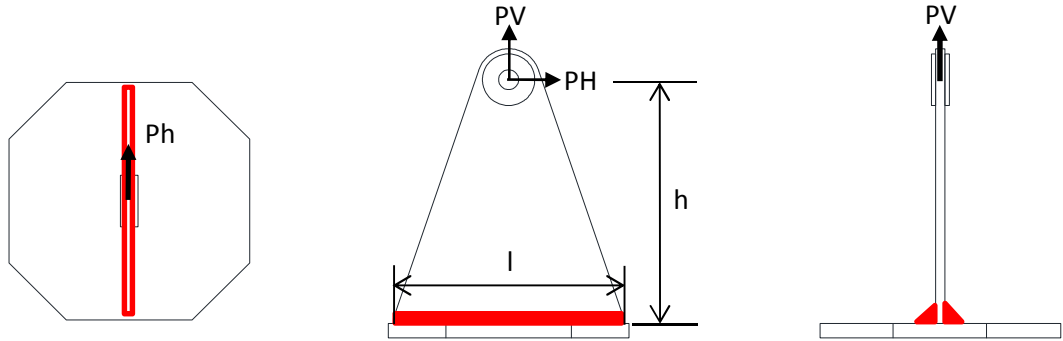
照査式2

$$144.8 + \frac{18.1}{0.998} + \frac{0}{0.733} \leq 277.5 \quad (\text{H24道示 II 式4.3.5})$$

$$162.9 \leq 277.5 \quad \text{判定 OK}$$

(4) 溶接部の照査

ガセットプレート根本溶接部は、完全溶け込み溶接として照査を行う。



Pv	:	取付部に作用する鉛直荷重	=	2205	(kN)
Ph	:	取付部に作用する水平荷重	=	69	(kN)
L	:	ガセットプレート根本幅	=	820	(mm)
H	:	荷重作用高さ	=	960	(mm)
t	:	ガセットプレート板厚	=	36	(mm)
A	:	根本断面積(t・L)	=	29520	(mm ²)
I	:	断面2次モーメント	=	1654104000	(mm ⁴)
M	:	曲げモーメント(Ph・H)	=	66523	(kN・mm)

$$\sigma_t = \frac{P_v}{A} = \frac{2205}{29520} = 74.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_m = \frac{M}{I} \times y = \frac{66523}{1654104000} \times 410 = 16.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\left(\frac{\sigma_t + \sigma_m}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\tau_a}{\tau_a} \right) \leq 1.2 \quad (\text{H24道示 II 式7.2.6})$$

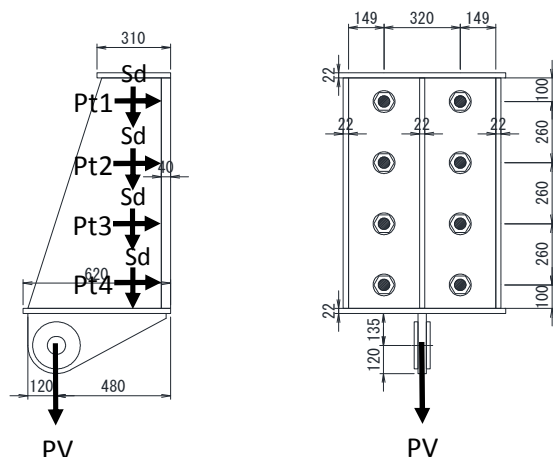
$$\left(\frac{74.7 + 16.5}{277.5} \right) + \left(\frac{0}{158} \right) \leq 1.2$$

$$0.33 \leq 1.2$$

判定 OK

4. 3橋脚柱側取付金具の設計

4. 3. 1アンカーボルトの計算



(1) 設計荷重

$$PV = \text{ダンパー許容耐力} \cdot a_j = 2205 \text{ (kN)}$$

PV : 取付部に作用する鉛直荷重

a_j : 接合部の設計に考慮する安全 = 1.5

(2) アンカーボルトに作用する荷重

ベースプレートのボルト群の中立軸に対する2次モーメントを求め、曲げモーメントによる1本当たりのボルト引張力を算出する。

引張側からの 配列	n (本)	ピッチ (mm)	y_i (mm)	$n \cdot y_i$	y_e (mm)	$n \cdot y_e^2$ (mm ²)	Pt (kN/本)
1列目 (Pt1)	2	122	122	244	902	1627208	323
2列目 (Pt2)	2	260	382	764	642	824328	230
3列目 (Pt3)	2	260	642	1284	382	291848	137
4列目 (Pt4)	2	260	902	1804	122	29768	44
合計	8	-	-	4096	-	2773152	-

e : 引張側縁端からボルト中心軸までの距離 $= \sum (n \times y_i) / \sum n$ (mm)

n : 各列のボルト本数

y_i : 引張側縁端から各ボルトまでの距離

y_e : ボルト中心軸から各列までの距離 $= e - y_i$

M : 曲げモーメント「PH・(作用高さ+ベース板厚)」 = 992250 (kN・mm)

S_d : 各ボルトに作用するせん断力 $= 2205 / 8 = 276 \text{ kN / 本}$

(3) アンカーボルトの応力度照査

1) 軸引張力に対する照査

・ アンカー筋の降伏により決まる場合のアンカー1本あたりの許容引張力 (T_{a1})

$$T_{a1} = \sigma_y \times s_{a_e} \times \phi_1$$

$$= 295 \times 2027 \times 1.0 = 597965 \text{ (N)}$$

$$\begin{array}{rcl} T_{a1} & > & P_{t1} \\ 597965 & > & 323000 \end{array} \quad \text{判定} \quad 0.54 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

・ コーン状破壊により決まる場合のアンカー1本あたりの許容引張力 (T_{a2})

$$T_{a2} = 9.8 \times (0.75 \times \sqrt{\sigma_B} \times A_{c1}) \times \phi_2$$

$$= 9.8 \times (0.75 \times 14.49 \times 0) \times 0.6 = 0 \text{ (N)}$$

※貫通ボルトなので照査を省略する。

- ・ 付着力により決まる場合のアンカー1本あたりの許容引張力(Ta3)

$$Ta3 = \tau_a \times Da \times \pi \times l_e \times \phi^2$$

$$= 9.8 \times 51 \times 3.14 \times 0 \times 0.6 = 0 \quad (N)$$

※貫通ボルトなので照査を省略する。

2) せん断力に対する照査

- ・ 鋼材で決まる場合のアンカー1本あたりの許容せん断力(Qa1)

$$Qa1 = 0.7 \times \sigma_y \times a_c \times \phi^1$$

$$= 0.7 \times 295 \times 2027 \times 1.0 = 418576 \quad (N)$$

$$Qa1 > Sd$$

$$418576 > 276000 \quad \text{判定} \quad 0.66 \quad \underline{\underline{OK}}$$

- ・ コンクリートの支圧強度で決まる場合のアンカー1本あたりの許容せん断力(Qa2)

$$Qa2 = 9.8 \times (0.4 \times \sqrt{\sigma_B \times Ec} \times a_s) \times \phi^2$$

$$= 9.8 \times (0.4 \times 7025 \times 20.27) \times 0.6$$

$$= 334915 \quad (N)$$

$$Qa2 > Sd$$

$$334915 > 276000 \quad \text{判定} \quad 0.82 \quad \underline{\underline{OK}}$$

3) 軸引張力とせん断力を受ける場合の照査

照査に関しては、軸引張・せん断ともに、条件が最も厳しいものを選択して照査を行う。

- ・ 軸引張力

$$Pt1 / Ta1 = 0.54$$

照査対象 $Pt / Ta = 0.54$

- ・ せん断力

$$Sd / Qa1 = 0.66$$

$$Sd / Qa2 = 0.82$$

照査対象 $Sd / Qa = 0.82$

- ・ 軸引張力とせん断力

$$\left(\frac{Pt}{Ta} \right)^2 + \left(\frac{Sd}{Qa} \right)^2 < 1.0$$

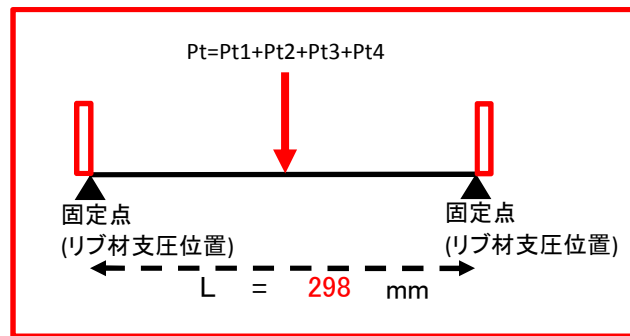
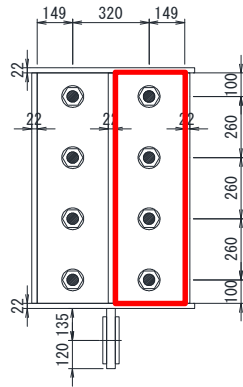
$$\left(\frac{0.54}{0.96} \right)^2 + \left(\frac{0.82}{0.96} \right)^2 < 1.0$$

$$0.96 < 1.0$$

判定 $\underline{\underline{OK}}$

4. 2. 2ベースプレートの板曲げ照査

ベースプレートの板曲げ防止として補剛リブ材を設定し、支圧板表面を固定点した単純梁のベースプレートの板曲げ照査を行う。



Pt	:	アンカーボルト設計荷重	=	734	(kN)	
L	:	リブ材支圧間距離	=	298	(mm)	※LはCADからの読み取りによる
B	:	ベースプレート分担幅	=	980	(mm)	※BはCADからの読み取りによる
t	:	ベースプレート板厚	=	40	(mm)	

	B	t	A(mm ²)	y(mm)	Ay(mm ³)	Io(mm ⁴)
1 BasePL	980	x	40	39200	0	0
				39200	0	5226667

I	:	断面2次モーメント	=	5226667	(mm ⁴)
yu	:	上縁端距離	=	20	(mm)
yl	:	下縁端距離	=	-20	(mm)
M	:	曲げモーメント(Pt×L)/4	=	54683	(kN・mm)

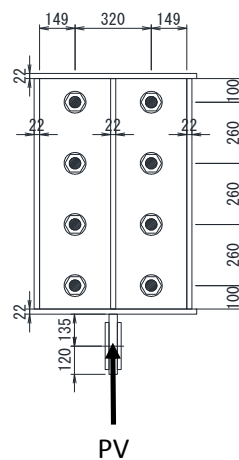
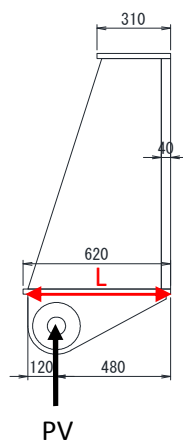
(地震時割増し)

$$\sigma = \frac{M}{I} \times y_u = 209.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 277.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

判定 0.75 OK

4. 2. 3ガセットプレートの計算

PVが上向き(圧縮側)に作用した場合のガセットプレートの照査を行う。



(1) 軸方向圧縮応力度の照査

PV	: ダンパー許容耐力	=	2205	(kN)	
h	: 支点間距離	=	135	(mm)	
l	: 有効座屈長($\beta \cdot h$)	=	283.5	(mm)	(推奨値 β : 2.1)
t	: ガセットプレート板厚	=	36	(mm)	
L	: ガセットプレート根本幅	=	580	(mm)	※LはCADからの読み取りによる
A	: 根本断面積($t \cdot L$)	=	20880	(mm ²)	

(地震時割増し)

$$\sigma_c = \frac{PV}{A} = \frac{2205}{20880} = 105.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 277.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

判定 0.38 OK

(2) 溶接部の照査

ガセットプレート根本溶接部は、完全溶け込み溶接として照査を行う。

Pv	: 取付部に作用する鉛直荷重	=	2205	(kN)
L	: ガセットプレート根本幅	=	580	(mm)
t	: ガセットプレート板厚	=	36	(mm)
A	: 根本断面積($t \cdot L$)	=	20880	(mm ²)

(地震時割増し)

$$\sigma_t = \frac{P_v}{A} = \frac{2205}{20880} = 105.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 277.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

0.38 OK

橋脚ダンパー工法の施工要領

平成 2 7 年

J F E シビル株式会社

二重鋼管ダンパーを橋脚ダンパーとして使用する場合の施工に関しては、「J F E 円形鋼管ブレース耐震補強工法 設計・施工指針」の 第 5 章 施工 を参照するが、記載のない事項について本書に述べる。

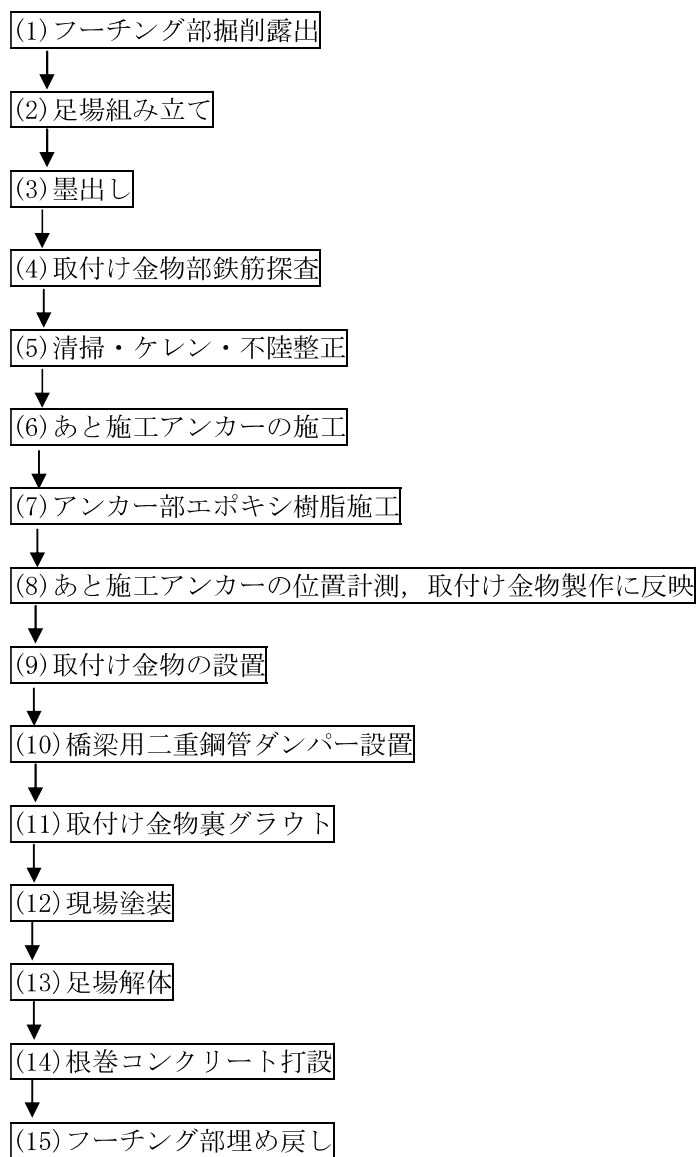
1. 適用範囲

二重鋼管ダンパーは、当該ダンパー本体が水中・土中とならない現場で適用できる。

2. 施工要領

二重鋼管ダンパーを橋脚に取り付けるときの標準的な施工のフローおよび各工種の内容を以下に示す。

・フロー



・各工種の内容

(1) フーチング部掘削露出

橋梁用二重鋼管ダンパー設置場所の被覆土を掘削，フーチングを露出させる．

(2) 足場組み立て

橋梁用二重鋼管ダンパー周囲に，作業足場を組み立てる．

(3) 墨出し

橋梁用二重鋼管ダンパーの金物取付位置を墨出しする．

(4) 取付金物部鉄筋探査

超音波探査機を用いて既設鉄筋の位置を確認し，記録データを作製し躯体面に鉄筋位置を罫書く．計画削孔位置と鉄筋探査結果の位置が干渉する場合は，削孔位置をずらす．

(5) 清掃・ケレン・不陸整正

橋脚コンクリート面に付着している塗装・ゴミを電動グラインダー及びワイヤブラシを用いてケレンを行う．

橋梁用二重鋼管ダンパー設置後，背面にエポキシ樹脂を充填させるので塗膜・ゴミを完全に除去する．

ケレン範囲は取付金具寸法より上下・左右方向にそれぞれ 30 mm ずつ加えた範囲とする．

(6) あと施工アンカーの施工

1) アンカーボルト孔の削孔

罫書き位置に従って，ダイヤモンドドリルを用いて脚のコンクリート面に削孔する．ただし既設鉄筋に当たった場合は削孔位置をずらす．

※鉄筋に当たった場合は速やかに削孔作業を中止する．

削孔箇所のコアを取り除いて鉄筋位置を確認し削孔場所が鉄筋に当たらない場所を選んで削孔をやり直す．

2) アンカーボルト削孔時発生した不要削孔穴の補修方法

既設橋脚と同等以上の強度を有する断面修復材を使用し補修する．

断面補修材使用方法

① 正規のアンカー孔に補修材が浸入しないように型枠をセットする．

アンカー孔と同サイズの鋼管をセットする．

② 補修をする孔の清掃をする．

(孔内に付着している油類，塵埃等の汚れを除去する．)

③ 接着剤(プライマー)をはけ塗りする．

④ 断面修復材を練り混ぜる．

⑤ コテ等で断面修復材を充填する．

内部に空隙が出来ない様に注意して充填する．

3) アンカーボルトの挿入

① 清掃

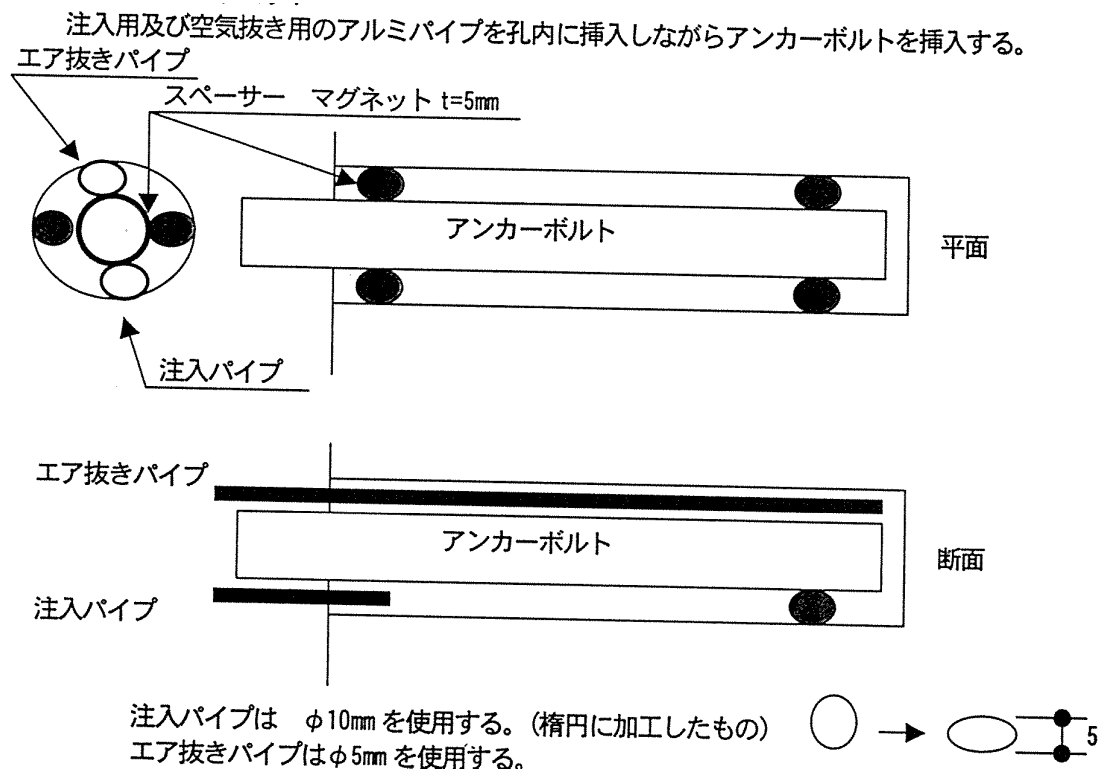
削孔後、孔内をブロー及び掃除機を用いて清掃する。またアンカーボルト挿入直前に番線にウェスを取り付けたビン洗いのような道具を作り、これにより孔内の埃を取り除く。

またアンカーボルトに付着している油・埃等をシンナー・ワイヤーブラシ・ウェスにより清掃する。両者の清掃完了を確認してからアンカーボルトを孔内に挿入する。

アンカーボルトにおいて、躯体面の不陸が大きい際にボルトねじ部が不足する可能性が予測される。その対処法としてねじ部を設計値より+30mm 長く製作する。

②アンカーボルトセット

注入用及び空気抜き用のアルミパイプを孔内に挿入しながらアンカーボルトを挿入する。



③ボルト部 出代調整

取付金具設置面の不陸を調査しアンカーボルトのねじ山が充分確保されていることを確認する。

取付設置後、ボルトの出が揃う様、出代を調整する。(定規を使用して出代を揃える。)

(7)アンカー部エポキシ樹脂施工

1) シール

エポキシ樹脂注入時にシールする。

①使用材料

エポキシ樹脂シール材、注入材が漏れないようにボルト廻りをシールする。

②計量

必要使用量をはかりにて計量して練り混ぜる。可使時間を考慮して使い切る量を練り混ぜる。(可使時間～温度曲線を参照すると良い。)

③練り混ぜ

主剤と硬化材をへら等で練り混ぜる。※色が均一になるまで充分混ぜる。

④塗布

ボルト廻りをへら等で塗り込む。このとき鉄筋に当たって不要になった孔にも充填する。(空隙が発生しないよう注意して塗り込む。)

2) エポキシ樹脂注入

シールの硬化養生を行った後、樹脂注入を行う。

a. 使用材料

エポキシ樹脂シール材

b. 品質管理

①施工前：

施工前に搬入材料から無作為に抽出した材料で供試体を作製し破壊試験を行う。

試験内容は液体比重(混合物)・固体比重・粘度・可使時間・曲げ強度・圧縮強度・引張強度・引張剪断強度とする。

②施工中：施工中搬入 3t 毎に(ロット毎に)施工前と同様の試験を行う。

③日常品質管理：

施工中、毎日気象条件(天気・気温)樹脂粘度可使時間を記録する。

また、硬化確認を行うために打設中の樹脂を紙コップに採取し現場と同様に養生をして硬化を確認する。粘度はC型粘度計で粘度を確認する。

3) シール材撤去

注入した樹脂が硬化した後、シール材、アルミパイプをたがね及びハンマーを用いてにて取り除く。その後ベビーグラインダーを掛け平滑に仕上げる。

(8) あと施工アンカーの位置計測、取付け金物の製作に反映

あと施工アンカーの施工位置を計測し、その位置に合わせ、取付け金物を製作する。

(9) 取付け金物の設置

1) 取付金具の荷取

①取付金具は、作業基地に仮置きし、ユニック車等で取り付ける橋脚位置まで小運搬する。

②電気チェーンブロックを既設の主桁、横桁縦桁等に設置しておき、これによりユニック車上から取付金具を吊り上げ、主桁、横桁、縦桁等にワイヤー等を用いて仮に吊して置く。

2) 取付金具の取付

取付金具を複数のレバーブロック及びチェーンブロック等の操作により目的位置まで移動させ、アンカーボルトに装着する。レバーブロック及びチェーンブロックは、3/4t～3t 巻を用いる。

取付金具と橋脚コンクリート面との隙間を平均 3mm 以上確保する。

(背面に厚さ 3 mm のマグネットを取り付ける。)

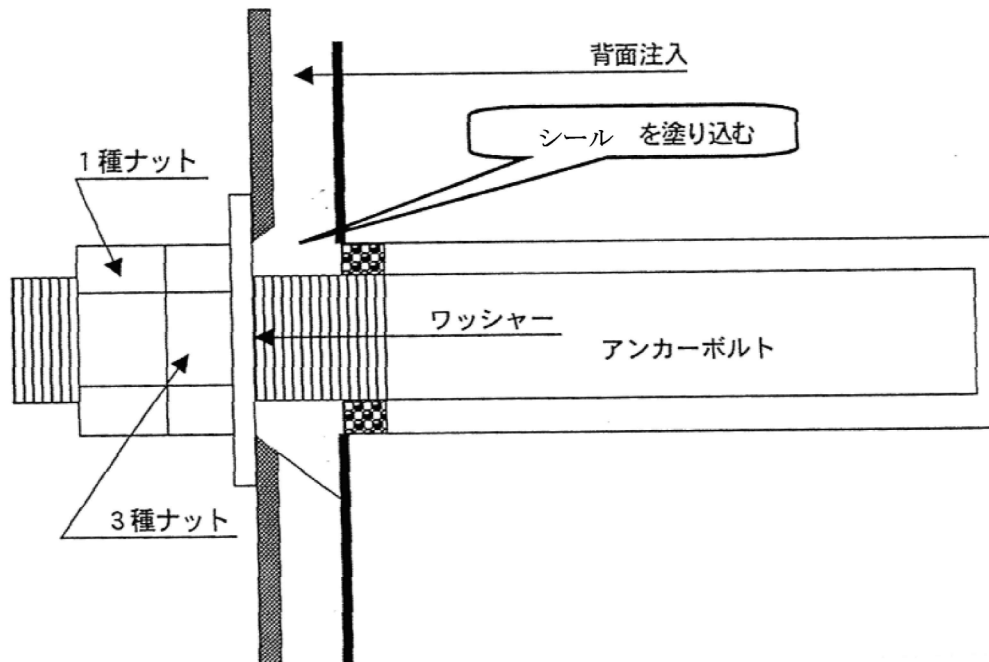
3 種ナットのみを締め付ける。ボルトの締め付けは仮締めとする。

3) ボルト部のシール

仮締めしたナット・ワッシャーを一度取り外して取付金具背面のボルト孔にシール材を塗り込む。このときボルトは2～3箇所ずつ外して作業する。

注入時、ボルト・ナットから樹脂が漏れないよう慎重に充填する。

充填した後ボルトを仮締めする。



4) アンカーボルトの締め付け

a. キャリブレーション

毎日、使用するプレセットレンチが規定トルク値で締め付けられるかどうか確認する。

- ① ナットを手締めにて締め付ける。
- ② ボルト・ナット部にマジックにてマーキングする
- ③ プレセットレンチにて締め付ける。
- ④ ダイアル式トルクレンチでトルク値を確認する。

b. 3種ナット締付

- ① 3種ナットの仮締め状態を確認する。
- ② ボルト・ナット部にマジックにてマーキングする
- ③ プレセットレンチにて締め付ける。
- ④ ボルトナット部のマーキングの移動にて締付確認する。
- ⑤ 抜き取りで(10%)トルク値を確認する。

c. 1種ナット締付

- ① 1種ナットを手締めにて締め付ける
- ② ボルト・ナット部にマジックにてマーキングする
- ③ プレセットレンチにて締め付ける。
- ④ ボルトナット部のマーキングの移動にて締付確認する。

⑤抜き取り(10%)でトルク値を確認する.

(10) 橋梁用二重鋼管ダンパー設置

橋梁用二重鋼管ダンパーを設置する.

(11) 取付け金物裏グラウト

背面部のシーリング及びエポキシ樹脂の注入を行う.

※エポキシ樹脂の使用方法はアンカーボルトのエポキシ樹脂注入と同様である.

- 1) 取付金具と橋脚コンクリート面との隙間を平均 3mm 以上確保する.
このとき 3mm のマグネットスペーサー及び樹脂製キャンバーにて隙間を確保する.
- 2) 注入用及び空気抜き用のアルミパイプを設置する.
- 3) 取付金具と橋脚コンクリート面との隙間をシーリングする.
- 4) ボルト廻りをシーリングする.
- 5) エポキシ樹脂を注入する.

(12) 現場塗装

グラウト樹脂の硬化後, 取付け金物アンカー部を塗装する.

(13) 足場解体

塗装終了後, 足場を解体する.

(14) 根巻コンクリート打設

フーチング側取付け金物の地表面より高い部分まで, ひび割れ補強筋と型枠を配置し, コンクリートで被覆する.

(15) フーチング部埋め戻し

足場解体後, フーチング露出部を埋め戻す.