# KIZUKURIでの運用解説

- プログラム画面での解説

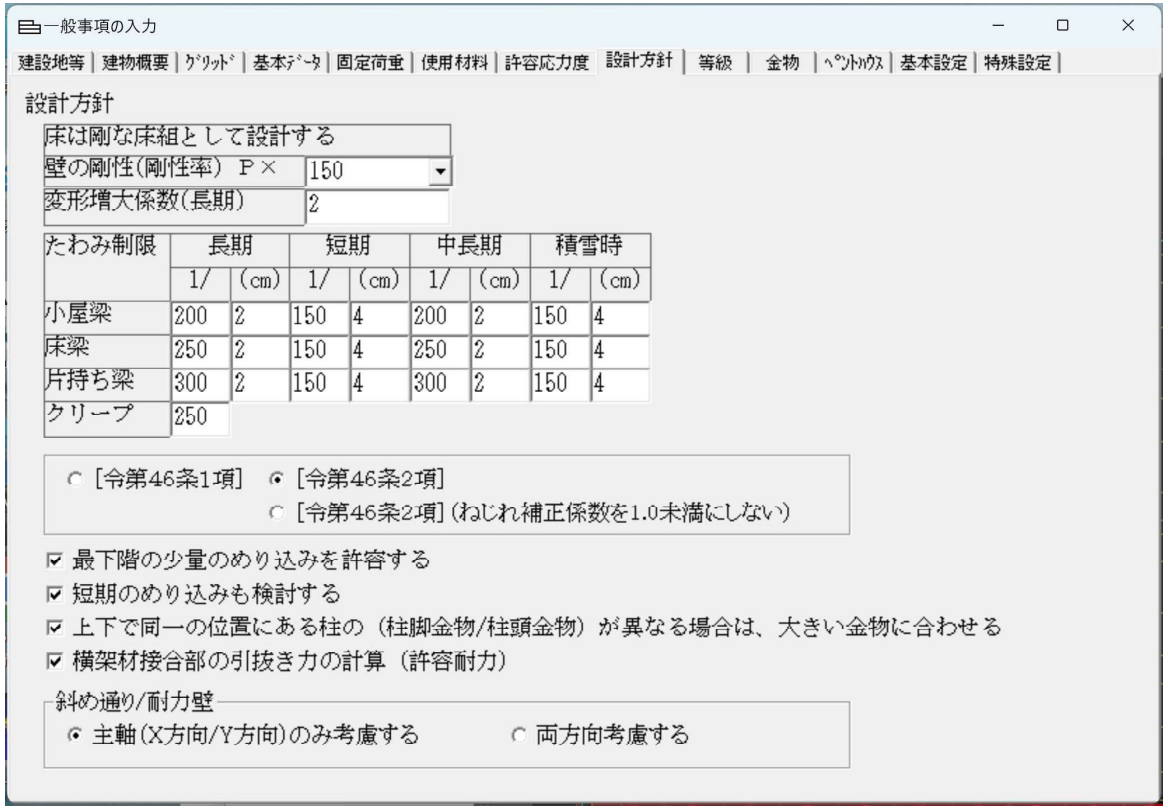
- ①平屋建て/商業施設/内部に壁配置無し

- ②「壁無双」/450㎜/７倍/外周部にのみ配置
  - ※「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」 /壁倍率7倍上限による

- ③略伏図と一般事項の入力画面/令第46条２項設定

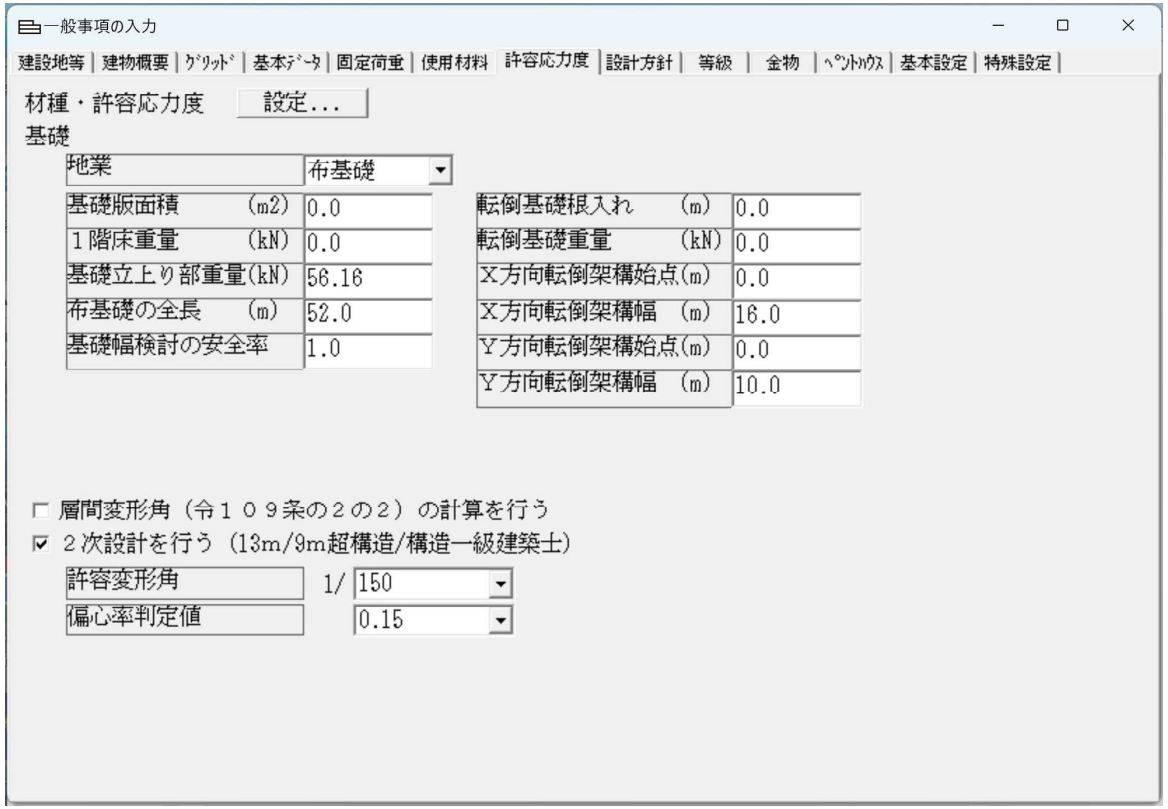
# 令第46条２項ルート/設計手法

（設計方針）→（令第46条2項）を選択



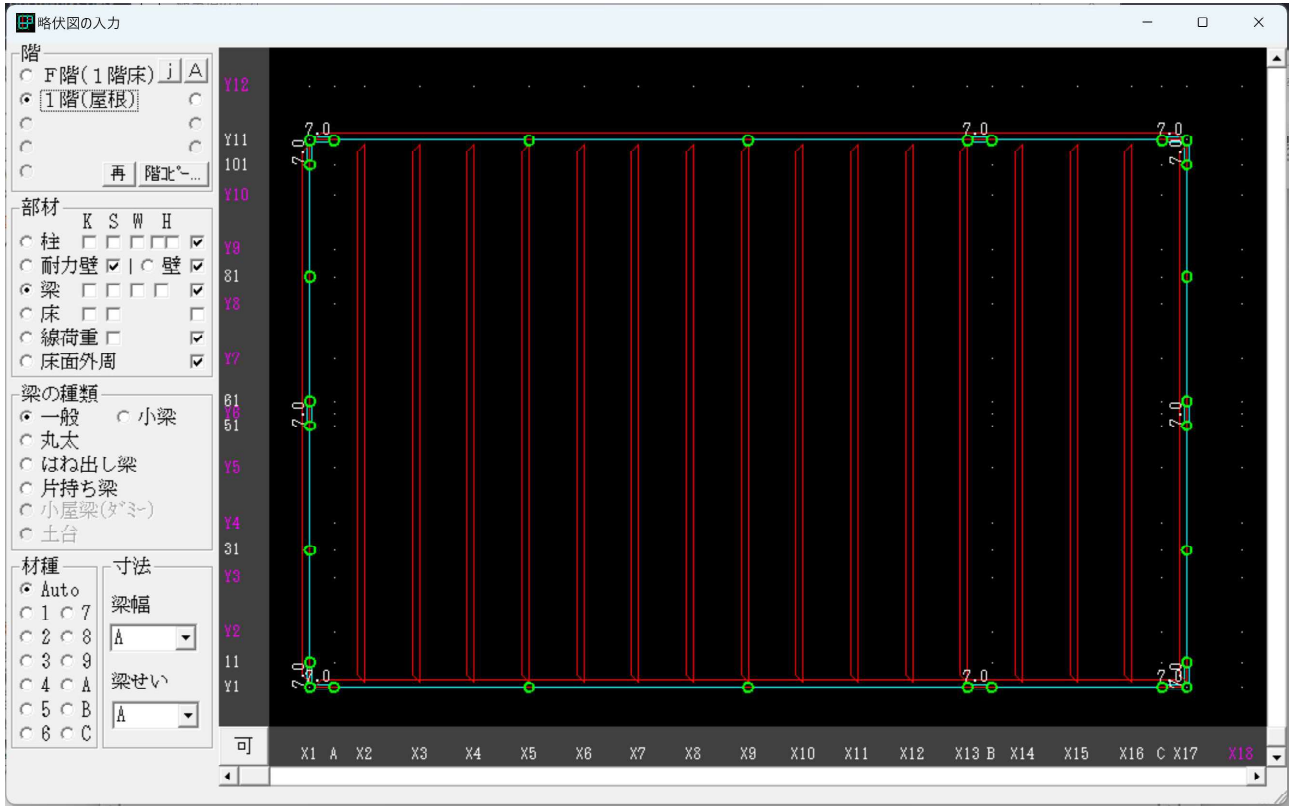
# 令第46条２項ルート/設計手法

（許容応力度）→（■2次設計を行う）を選択



# KIZUKURIの略伏図入力/商業建築想定

## /「壁無双」/450mm 」/120mm厚/７倍/外周部に配置



# ＫＩＺＵＫＵＲＩの特徴①

## 最小の入力情報で計算可能/建物重量の内訳表示

計算結果

移動： 2.4. 水平力（地震・風圧）に対する耐力壁の検定

2.4. 水平力（地震・風圧）に対する耐力壁の検定
建物荷重の算定　() 内数値は、柱・梁用 積載荷重時

| 階 | 項 目 | 単位荷重 | 面積または長さ | W0(kN) | Wi(kN) | ΣWi(kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 屋根 | 650<br>(650) | 160.00 | 104.00<br>(104.00) | | |
| | 外壁１階 | 500 | 52.00 × 1.50 | 39.00 | 143.00<br>(143.00) | 143.00<br>(143.00) |
| F | 外壁１階 | 500 | 52.00 × 1.50 | 39.00 | 39.00<br>(39.00) | 182.00<br>(182.00) |

# ＫＩＺＵＫＵＲＩの特徴②

## 簡潔な表示/（検定比）で定量値の確認

計算結果

移動： 2.4. 水平力（地震・風圧）に対する耐力壁の検定

2.4.1. 地震力の算定

地震地域係数 Z = 1.00

一次固有周期 T = 0.102

$\alpha i = \Sigma Wi / \Sigma W1$

$Ai = 1 + (1/\sqrt{\alpha i} - \alpha i) \times (2T)/(1 + 3T)$

$Ci = C0 \times Z \times Ai$

（使用壁上限：7倍）

| 階 | Wi(kN) | ΣWi(kN) | αi | Ai | Ci | eQi(kN) | ΣPi(kN) | | eQi/ΣPi | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 143.000 | 143.000 | 1.000 | 1.000 | 0.2000 | 28.600 | X→ | 37.04 | 0.772 | ≦ 1.0 OK |
| | | | | | | | X← | 37.04 | 0.772 | ≦ 1.0 OK |
| | | | | | | | Y↑ | 37.04 | 0.772 | ≦ 1.0 OK |
| | | | | | | | Y↓ | 37.04 | 0.772 | ≦ 1.0 OK |

# 令第46条２項の特徴①
## 層間変形角/令第82条の2

計算結果

移動： 3.8. 二次設計　　計算結果　検定比の大きい部材

3.8.2. 層間変形角

γsi ： 層間変形角の逆数　　hi ： 構造階高　　δi ： 変位
Qi ： 当該階、当該通りに作用する水平力 (kN)
Di ： 当該階、当該通りの剛性 (kN/m)

δi = Qi / Di
γsi = hi / δi

| 階 | hi (m) | 方向 | 通り | 剛性 Di (kN/m) | 負担地震力Qi (kN) | 変位 δi (cm) | γsi | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.000 | X→ | Y1 | 926.100 | 14.300 | 1.54 | 194.3 | ≧ 150 OK |
| | | | Y11 | 926.100 | 14.300 | 1.54 | 194.3 | ≧ 150 OK |
| | | X← | Y1 | 926.100 | 14.300 | 1.54 | 194.3 | ≧ 150 OK |
| | | | Y11 | 926.100 | 14.300 | 1.54 | 194.3 | ≧ 150 OK |
| | | Y↑ | X1 | 926.100 | 14.300 | 1.54 | 194.3 | ≧ 150 OK |
| | | | X17 | 926.100 | 14.300 | 1.54 | 194.3 | ≧ 150 OK |
| | | Y↓ | X1 | 926.100 | 14.300 | 1.54 | 194.3 | ≧ 150 OK |
| | | | X17 | 926.100 | 14.300 | 1.54 | 194.3 | ≧ 150 OK |

# 令第46条２項の特徴②

## 剛性率/令第82条の6/二のイ

計算結果

移動： 3.8. 二次設計　　計算結果　検定比の大きい部材

3.8.3. 剛性率

γsi ： 層間変形角の逆数　　hi ： 構造階高　　δi ： 変位
Qi ： 当該階（又は壁）に作用する水平力（kN）
Pi ： 当該階の耐力壁の許容耐力　　（kN）
Rs ： 剛性率

δi = ( hi / 150 ) × ( Qi / Pi )
γsi = hi / δi
Rs = γsi / 平均γs

| 方向 | 階 | hi(m) | Qi/Pi（地震時） | δi(cm) | γsi | 平均γs | Rs | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X→ | 1 | 3.000 | 0.772 | 1.54 | 194.3 | 194.3 | 1.00 | ≧ 0.6 OK |
| X← | 1 | 3.000 | 0.772 | 1.54 | 194.3 | 194.3 | 1.00 | ≧ 0.6 OK |
| Y↑ | 1 | 3.000 | 0.772 | 1.54 | 194.3 | 194.3 | 1.00 | ≧ 0.6 OK |
| Y↓ | 1 | 3.000 | 0.772 | 1.54 | 194.3 | 194.3 | 1.00 | ≧ 0.6 OK |

# 令第46条２項の特徴③
## 偏心率/令第82条の6/二のロ

計算結果

移動： 3.8. 二次設計　　計算結果　検定比の大きい部材

3.8. 二次設計
3.8.1. 偏心率の計算

地震時

| 方向 | 階 | Oy(m) | Gy(m) | ey(m) | Jx+Jy (kN・m²/rad) | rex(m) | Rex | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X→ | 1 | 5.000 | 5.000 | 0.000 | 494537 | 9.434 | 0.000 | ≦ 0.15 OK |
| X← | 1 | 5.000 | 5.000 | 0.000 | 494537 | 9.434 | 0.000 | ≦ 0.15 OK |

| 方向 | 階 | Ox(m) | Gx(m) | ex(m) | Jx+Jy (kN・m²/rad) | rey(m) | Rey | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Y↑ | 1 | 8.000 | 8.000 | 0.000 | 494537 | 9.434 | 0.000 | ≦ 0.15 OK |
| Y↓ | 1 | 8.000 | 8.000 | 0.000 | 494537 | 9.434 | 0.000 | ≦ 0.15 OK |

# KIZUKURIの部材検定結果/柱材

計算結果

移動： 3.2.2. 柱の設計（個別）　◉ 計算結果　○ 検定比の大きい部材

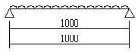
```
3.2.2. 柱の設計（個別）
  1階  X9 Y1

                                E95-F315  12.0×12.0 (cm),  Lk = 3.00 (m),  Cf = 0.96
                                A  = 144.0 (cm²),  Z  = 288.0 (cm³)
                                i  = 3.468 ,  λ = 86.500 ,  ω = 2.299
                                Fc = 2600 (N/cm²),  Fb = 3150 (N/cm²),  Fcv = 780 (N/cm²)

                                土台  桧(無等級)  ほぞ  9.0×3.0 (cm),  Ae = 117.0 (cm²)

    鉛直軸力 N0 = 16000 (長期), 16000 (短期), 36000 (積雪時) (N)
    地震時の軸力 N1 =     0,  風圧時の軸力 N2x =     0,  N2y =     0 (N)
    短期めり込み軸力 N3 = max(0 , 0 , 0 , 0) = 0  (N)
    風圧力(風上) ω1 = q×C×l = 828.4×1.00×4.000 = 3313.7 (N/m)
          (風下x)ω2 = q×C×l = 828.4×0.40×0.000 = 0.0 (N/m)
          (風下y)ω3 = q×C×l = 828.4×0.40×4.000 = 1325.5 (N/m)
    Ms1   (風上) = 3727.88 (N·m)  →  372788 (N·cm)
    Ms2   (風下x)= 0.00 (N·m)  →  0 (N·cm)
    Ms3   (風下y)= 1491.15 (N·m)  →  149115 (N·cm)
  長期     N = 16000 (N)
    圧縮許容応力度     fc  = 1.1×Fc／3 = 953.333 (N/cm²)
    めりこみ許容応力度 fcv = Fcv／3×1.5 = 390 (N/cm²)
    座屈許容応力度     fk  = fc / ω = 414.7 (N/cm²)
    N/(A ×fk)  = 0.27 ≦ 1.0 OK
    N/(Ae×fcv) = 0.3b ≦ 1.0 OK
  短期     N = 16000 (N) , Ncv = 16000 (N)
    圧縮許容応力度     fc  = 2.0×Fc／3 = 1733.333 (N/cm²)
    曲げ許容応力度     fb  = 2.0×Fb／3 = 2100 (N/cm²)
    めりこみ許容応力度 fcv = 2.0×Fcv／3 = 520 (N/cm²)
    座屈許容応力度     fk  = fc / ω = 754 (N/cm²)
    N/(A ×fk)  = 0.15 ≦ 1.0 OK
    Ncv/(Ae×fcv) = 0.28 ≦ 1.0 OK
    N0/(A×fk) + Ms1/(Z×fb×Cf) = 0.79 ≦ 1.0 OK
    (N0 + N2x)/(A×fk) + Ms2/(Z×fb×Cf) = 0.15 ≦ 1.0 OK
    (N0 + N2y)/(A×fk) + Ms3/(Z×fb×Cf) = 0.40 ≦ 1.0 OK
  積雪時   N = 36000 (N)
    圧縮許容応力度     fc  = 0.8×2.0×Fc／3 = 1386.667 (N/cm²)
    めりこみ許容応力度 fcv = Fcv／3×2.0 = 520 (N/cm²)
    座屈許容応力度     fk  = fc / ω = 603.2 (N/cm²)
    N/(A ×fk)  = 0.41 ≦ 1.0 OK
    N/(Ae×fcv) = 0.59 ≦ 1.0 OK
```

# KIZUKURIの部材検定結果/梁材

計算結果

移動： 3.3.2. 梁・桁・胴差の設計（個別）　◉計算結果　○検定比の大きい部材

```
3.3.2. 梁・桁・胴差の設計（個別）
階、位置： 小屋梁   X9通りY1 - Y11
                              ω  =  650×1.000 = 650 (N/m) → 6.50 (N/cm)(鉛直)
                              ω  = 1000×1.000 =1000 (N/m) → 10.00 (N/cm)(積雪)
```



```
                              E105-F300  10.5×48 (cm),  Cf = 0.93
                              I0= 96768.00 (cm4),  Z0= 4032.00 (cm3),  Ae0= 504.00 (cm2)
                              I = 67737.60 (cm4),  Z = 2822.40 (cm3),  Ae = 352.80 (cm2)
                              Fb = 3000 (N/cm2),  Fs = 300 (N/cm2),  Eb = 1050000 (N/cm2)

                 Mmax(N・cm)     QL(N)     QR(N)      δ (cm)
  ω  ( 鉛直  )   812500       3250      3250     1.190
  ω  ( 積雪  )  1250000       5000      5000     1.831

      ( 鉛直  )合計            3250      3250     1.190
      ( 積雪  )合計            5000      5000     1.831
      (水平w→)合計                0         0     0.000
      (直交w→)合計                0         0     0.000
      (水平w←)合計                0         0     0.000
      (直交w←)合計                0         0     0.000
      (水平e→)合計                0         0     0.000
      (直交e→)合計                0         0     0.000
      (水平e←)合計                0         0     0.000
      (直交e←)合計                0         0     0.000

  鉛直+0.00積雪                3250      3250     1.190
  鉛直+1.00積雪                8250      8250     3.021
  鉛直+0.00積雪+水平w→         3250      3250     1.190
  鉛直+0.00積雪+水平w←         3250      3250     1.190
  鉛直+0.00積雪+直交w→         3250      3250     1.190
  鉛直+0.00積雪+直交w←         3250      3250     1.190
  鉛直+0.00積雪+水平e→         3250      3250     1.190
  鉛直+0.00積雪+水平e←         3250      3250     1.190
  鉛直+0.00積雪+直交e→         3250      3250     1.190
  鉛直+0.00積雪+直交e←         3250      3250     1.190

 長期     fb = 1.1×Fb／3 = 1100, fs = 1.1×Fs／3 = 110 (N/cm2)
   Mmax/(Z×fb×Cf)      = 812500/(2822.4×1100×0.93) = 0.28 ≦ 1.0 OK
   (α×Qmax)/(Ae×fs) = (1.5×3250)/(352.8×110) = 0.13 ≦ 1.0 OK
    δ                  = 1.190 (cm) ≦ 2.00 OK
                       = 1/840 ≦ 1/200 OK

 風圧時   fb = 2.0×Fb／3 = 2000, fs = 2.0×Fs／3 = 200 (N/cm2)
   Mmax/(Z×fb×Cf)      = 812500/(2822.4×2000×0.93) = 0.15 ≦ 1.0 OK
   (α×Qmax)/(Ae×fs) = (1.5×3250)/(352.8×200) = 0.07 ≦ 1.0 OK
    δ                  = 1.190 (cm) ≦ 4.00 OK
                       = 1/840 ≦ 1/150 OK

 地震時   fb = 2.0×Fb／3 = 2000, fs = 2.0×Fs／3 = 200 (N/cm2)
   Mmax/(Z×fb×Cf)      = 812500/(2822.4×2000×0.93) = 0.15 ≦ 1.0 OK
   (α×Qmax)/(Ae×fs) = (1.5×3250)/(352.8×200) = 0.07 ≦ 1.0 OK
    δ                  = 1.190 (cm) ≦ 4.00 OK
                       = 1/840 ≦ 1/150 OK

 積雪時   fb = 0.8×2.0×Fb／3 = 1600, fs = 0.8×2.0×Fs／3 = 160 (N/cm2)
   Mmax/(Z×fb×Cf)      = 2062500/(2822.4×1600×0.93) = 0.49 ≦ 1.0 OK
   (α×Qmax)/(Ae×fs) = (1.5×8250)/(352.8×160) = 0.22 ≦ 1.0 OK
    δ                  = 3.021 (cm) ≦ 4.00 OK
                       = 1/331 ≦ 1/150 OK
```